

APLICAÇÃO E COMPARAÇÃO DE MÉTODOS “PUSHOVER” DE ANÁLISE SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

MARCELO ANTÓNIO MAGALHÃES MOTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Co-Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais, por tudo
À minha namorada

*"You're never too old to Rock'n'Roll
if you're too young to die"
Jethro Tull*

AGRADECIMENTOS

Não existem palavras que consigam exprimir com justiça a forma de como sou grato à minha família, pois sem o seu constante apoio e dedicação não poderia alguma vez almejar a concretização do sonho que é ser engenheiro. No entanto, é para o meu irmão, Carlos, que guardo o mais especial e profundo pela garra em viver e pela alegria que sempre contagiava mesmo nos momentos mais difíceis.

Guardo um agradecimento muito especial à Marta Diogo por todos os momentos, por todos os gestos e palavras.

O presente trabalho marca o fim de um ciclo e o início de um novo e como tal não posso deixar de agradecer aos amigos que me acompanharam ao longo das peripécias de agora e de outros tempos.

Devo também um sincero agradecimento ao engenheiro Mário Marques pela sua disponibilidade, pela sua prontidão e preciosa ajuda no melhor desenvolvimento possível do trabalho.

Ao professor António Arêde, deixo aqui um profundo agradecimento pelos conhecimentos transmitidos nas disciplinas que leccionou e especialmente pela orientação e pelos comentários pertinentes que ao longo do trabalho se mostraram preciosos.

Agradeço também a todos da grande casa que é a FEUP, aos professores pelo conhecimento e aos colegas pelos bons momentos.

Um grande obrigado a todos vós.

RESUMO

O presente trabalho tem como objectivo a aplicação e comparação dos métodos “pushover” na formulação convencional, conforme previsto no Eurocódigo 8, 2004, e na formulação adaptativa.

Com vista a atingir estes objectivos, seleccionaram-se três edifícios construídos na década de 50 destinados à habitação, conferindo maior realismo aos resultados obtidos. O edifício Infante Santo localiza-se em Lisboa e os edifícios Costa Cabral e Parnaso no Porto, com o fim de incluir no estudo zonas sísmicas distintas.

Aos edifícios aplicaram-se em primeiro lugar os métodos “pushover” convencionais com dois perfis de forças em altura diferentes, um uniforme e outro proporcional ao primeiro modo de vibração do edifício, seguidos da aplicação do método “pushover” adaptativo; estes combinaram-se com os métodos CSM (“*capacity Spectrum method*”) e N2 (como previsto no Eurocódigo 8) para obtenção dos pontos de desempenho.

Utilizou-se como referência de comparação entre os métodos “pushover” os resultados obtidos em análises dinâmicas efectuadas ao edifício sob acção de sismos artificiais compatíveis com o espectro de resposta regulamentar previsto no Eurocódigo 8, 2004, sendo os parâmetros de comparação os seguintes:

- Ajuste das curvas de capacidade aos pontos obtidos nas análises dinâmicas;
- Comparação dos pontos de desempenho com o deslocamento no piso de controlo obtido nas análises dinâmicas;
- Perfis de deslocamentos,
- Comparação dos perfis de “drift” entre pisos e corte resultante das análises dinâmicas e estáticas.

Do estudo efectuado pôde concluir-se que o método “pushover” convencional reproduz de uma forma mais adequada os resultados obtidos na análise dinâmica dos edifícios analisados.

PALAVRAS-CHAVE: análises dinâmicas não-lineares, métodos “pushover” de análise não-linear, edifícios de betão armado, resposta sísmica.

ABSTRACT

The main objective of this work is the comparison of the non-adaptive pushover method, as recommended by Eurocode 8, 2004, with the displacement adaptive pushover method.

In order to accomplish that goal, both pushover methods were applied to three buildings that had been built in the fifties for housing, thus providing more realism to the results obtained. In order to include the two different seismic regions in the study, Infante Santo building is located in Lisbon, while the Costa Cabral and the Parnaso buildings are located in Oporto.

First the traditional pushover method was applied to those buildings with two different force configurations, one uniform and the other proportional to the first mode of vibration of the building. Additionally, the adaptive pushover method was also applied to the same cases of study. Both pushover methods were combined with the CSM (capacity spectrum method) and the N2 (as foreseen in Eurocode 8, 2004) methods in order to obtain the performance points.

For comparison purposes, a time history analysis were also carried out for the buildings submitted to artificial earthquakes compatible with the response spectrum recommended by de Eurocode 8, 2004. The obtained results were compared to those obtained from pushover analysis considering the following parameters:

- Fitting of the capacity curves to the points obtained in the time history analysis;
- Comparison of the performance points with the displacement on the control floor resulting from time history analysis;
- Displacement profiles;
- Comparison of the interstorey drift and shear profiles resulting from both analysis types.

From the analysis and results comparison made within this study allowed concluding that the non-adaptive method reproduces better the results obtained for the time history analysis.

KEYWORDS: nonlinear time history analysis, nonlinear pushover methods, reinforcement concrete buildings, seismic response.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2

2. MÉTODOS NÃO-LINEARES DE ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. OBJECTIVOS DE DESEMPENHO	3
2.2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2.2. VISION 2000	3
2.2.3. ATC 40	5
2.2.4. EUROCÓDIGO 8	6
2.3. MÉTODOS ESTÁTICOS NÃO-LINEARES DE ANÁLISE SÍSMICA	7
2.3.1. INTRODUÇÃO	7
2.3.2. “PUSHOVER” CONVENCIONAL	7
2.3.2.1. Curva de capacidade	7
2.3.2.2. Considerações acerca do “pushover” convencional baseado em forças ou deslocamentos	9
2.3.3. “PUSHOVER” ADAPTATIVO	10
2.3.3.1. “Pushover” adaptativo baseado em forças	11
2.3.3.2. “Pushover” adaptativo baseado em deslocamentos	13
2.3.3.2. Considerações acerca do “pushover” adaptativo baseado em forças e deslocamentos	14
2.4. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO	14
2.4.1. INTRODUÇÃO	14
2.4.2. MÉTODO DO ESPECTRO DE CAPACIDADE	15
2.4.2.1. Introdução	15
2.4.2.2. Transformação da curva de capacidade	15
2.4.2.3. Transformação do espectro de resposta para o formato ADRS	16

2.4.2.4. Espectro de resposta reduzido	17
2.4.2.5. Intersecção dos espectros de Resposta e de Capacidade	20
2.4.3. MÉTODO DO COEFICIENTE DE DESLOCAMENTO	22
2.4.4. MÉTODO N2 (PROPOSTO PELO EUROCÓDIGO 8)	23
2.4.4.5. Descrição do método	23
2.4.4. CONCLUSÃO	26
2.5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR	26

3. DESCRIÇÃO E MODELAÇÃO DOS CASOS EM ESTUDO 27

3.1. INTRODUÇÃO	27
3.2. PORANL	27
3.3. BLOCO TIPO A NA AVENIDA INFANTE SANTO EM LISBOA	29
3.3.1. DESCRIÇÃO GERAL	29
3.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	29
3.3.3. MODELAÇÃO	31
3.4. EDIFÍCIO NA RUA COSTA CABRAL NO PORTO	33
3.4.1. DESCRIÇÃO GERAL	33
3.4.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	34
3.4.3. MODELAÇÃO	35
3.5. EDIFÍCIO PARNASO	37
3.5.1. DESCRIÇÃO GERAL	37
3.5.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	38
3.5.3. MODELAÇÃO	40
3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	42

4. ANÁLISES ESTÁTICAS E DINÂMICAS 43

4.1. INTRODUÇÃO	43
4.2. ESPECTROS DE RESPOSTA E ANÁLISE DINÂMICA	43
4.2.1. ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICA	43
4.2.2. ANÁLISE DINÂMICA	45
4.3. METODOLOGIA	45
4.4. EDIFÍCIO PARNASO	46
4.4.1. ANÁLISE MODAL	46

4.4.2. CURVAS DE CAPACIDADE	46
4.4.3. PONTOS DE DESEMPENHO	48
4.4.4. PERFIS DE DESLOCAMENTO E “DRIFT”	50
4.4.5. PERFIS DE CORTE POR PISO	54
4.4.6. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	57
4.5. EDIFÍCIO INFANTE SANTO	57
4.5.1. ANÁLISE MODAL	57
4.5.2. CURVAS DE CAPACIDADE	58
4.5.3. PONTOS DE DESEMPENHO	59
4.5.4. PERFIS DE DESLOCAMENTO E “DRIFT”	61
4.5.5. PERFIS DE CORTE POR PISO	66
4.5.6. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	69
4.6. EDIFÍCIO COSTA CABRAL	69
4.6.1. ANÁLISE MODAL	69
4.6.2. CURVAS DE CAPACIDADE	70
4.6.3. PONTOS DE DESEMPENHO	72
4.6.4. PERFIS DE DESLOCAMENTO E “DRIFT”	74
4.6.5. PERFIS DE CORTE POR PISO	79
4.6.6. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	82
4.7. SÍNTESE DE RESULTADOS	82
 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E ACÇÕES FUTURAS	 83
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	83
5.2. ACÇÕES FUTURAS	84
 BIBLIOGRAFIA	 85
 ANEXO A	 87

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Curva de capacidade (adaptado do ATC40, 1996)	8
Fig. 2.2 – Múltiplas curvas de capacidade representativas da degradação de rigidez (adaptado do ATC40, 1996)	9
Fig. 2.3 – Curva de capacidade tipo “dentes de serra” (adaptado de Silva, 2008)	9
Fig. 2.4 – Deformada de um edifício de 8 andares; (a) análise dinâmica; (b) “pushover” baseado em forças (distribuição triangular); (c) “pushover” baseado em deslocamentos (distribuição triangular) (adaptado de Antoniou Pinho, 2004)	10
Fig. 2.5 – Representação gráfica do cálculo do vector de carregamento por actualização incremental (adaptado de Antoniou Pinho, 2004)	13
Fig. 2.6 – Factor de participação modal e coeficiente de massa (adaptado do ATC40, 1996)	16
Fig. 2.7 – Esquema de transformação do espectro de resposta do formato tradicional para o formato ADRS (adaptado de Silva, 2008)	17
Fig. 2.8 – Representação gráfica da energia dissipada por amortecimento (adaptado do ATC40, 1996)	18
Fig. 2.9 – Espectro de resposta inelástico (adaptado de Silva, 2008)	20
Fig. 2.10 – Representação gráfica do ponto de partida para o processo A (adaptado do ATC40, 1996)	20
Fig. 2.11 – Determinação da curva bilinear da capacidade (adaptado de Silva, 2008)	21
Fig. 2.12 – Esquema da obtenção do ponto de desempenho pelo procedimento A (adaptado de Silva, 2008)	21
Fig. 2.13 – Esquema da construção da curva bilinear para o método do coeficiente de deslocamento (adaptado do ATC40, 1996)	22
Fig. 2.14 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica (Adaptado Eurocódigo 8, 2004)	24
Fig. 2.15 – Esquema da obtenção do ponto de desempenho da estrutura (adaptado Eurocódigo 8, 2004)	25
Fig. 3.1 – Representação esquemática de um elemento de barra utilizada no PORANL (adaptado de Varum, 1995)	28
Fig. 3.2 – Exemplo da curva trilinear (adaptado de Silva, 2008)	28
Fig. 3.3 – Representação esquemática do pórtico-tipo (adaptado de Rodrigues, 2005)	30
Fig. 3.4 – Planta estrutural do R/C (adaptado de Rodrigues, 2005)	30
Fig. 3.5 – Planta estrutural dos pisos inferiores (ímpares) (adaptado de Rodrigues, 2005)	31
Fig. 3.6 – Planta estrutural dos pisos superiores (pares) (adaptado de Rodrigues, 2005)	31

Fig. 3.7 – Definição das direcções em estudo no edifício Infante Santo (adaptado de Rodrigues, 2005)	32
Fig. 3.8 – Vistas do edifício Costa Cabral: a) alçado frontal; b) alçado de tardoz; corte transversal (adaptado de Milheiro, 2008)	33
Fig. 3.9 – Planta estrutural do tecto da cave do edifício Costa Cabral (adaptado de Milheiro, 2008) .	34
Fig. 3.10 – Planta estrutural do tecto tipo do edifício Costa Cabral (adaptado de Milheiro, 2008)	35
Fig. 3.11 – Definição das direcções em estudo para o edifício Costa Cabral (adaptado de Milheiro, 2008)	35
Fig. 3.12 – Representação do modelo utilizado segundo a direcção X, em que as barras vermelhas representam as bielas colocada no modelo	36
Fig. 3.13 – Representação do modelo segundo a direcção Y (adaptado de Milheiro, 2008)	37
Fig. 3.14 – Edifício Parnaso: a) alçado frontal; b) alçado de tardoz; c) corte transversal (adaptado de Milheiro, 2008)	38
Fig. 3.15 – Disposição em planta dos pórticos ao nível do piso 1 (adaptado de Milheiro, 2008)	39
Fig. 3.16 – Pórticos longitudinais: a) pórtico tipo I; b) pórticos tipo II e II (adaptado de Milheiro, 2008)	39
Fig. 3.17 – Definição das direcções em estudo para o edifício Parnaso (adaptado de Milheiro, 2008)	40
Fig. 3.18 – Pormenor da caixa de escadas e da estrutura principal adjacente (adaptado de Milheiro, 2008)	40
Fig. 3.19 – Modelo do edifício Parnaso na direcção X (adaptado de Milheiro, 2008)	41
Fig. 3.20 – Modelo do edifício Parnaso na direcção Y (adaptado de Milheiro, 2008)	41
Fig. 4.1 – Forma do espectro de resposta elástica (adaptado do EC8)	44
Fig. 4.2 – Curvas de capacidade na direcção <u>longitudinal</u> – Edifício Parnaso	47
Fig. 4.3 – Curvas de capacidade na direcção <u>transversal</u> – Edifício Parnaso	47
Fig. 4.4 – Percentagem de desvio do deslocamento obtidos nas combinações das análises estáticas não-lineares em relação às análises dinâmicas não-lineares, na direcção <u>longitudinal</u> : (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima)	49
Fig. 4.5 – Percentagem de desvio do deslocamento obtidos nas combinações das análises estáticas não-lineares em relação às análises dinâmicas não-lineares, na direcção transversal: (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima)	49
Fig. 4.6 – Perfis de deslocamento na <u>direcção longitudinal</u> : (a) acção sísmica tipo I (afastada); acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Parnaso	51
Fig. 4.7 – Perfis de deslocamento na <u>direcção transversal</u> : (a) acção sísmica tipo I (afastada); acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Parnaso	51
Fig. 4.8 – <u>Direcção Longitudinal</u> edifício Parnaso: (a) perfil de “drift” entre pisos acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (a);(c) perfil de “drift” entre pisos acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (c)	52

Fig. 4.9 – <u>Direcção Transversal</u> edifício Parnaso: (a) perfil de “drift” entre pisos acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (a); (c) perfil de “drift” entre pisos acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (c).....	53
Fig. 4.10 – <u>Direcção longitudinal</u> edifício Parnaso: (a) perfil de corte, acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte; acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvios dos valores de corte em relação ao perfil (a).....	55
Fig. 4.11 – <u>Direcção transversal</u> edifício Parnaso: (a) perfil de corte, acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a)	56
Fig. 4.12 – Curvas de capacidade na <u>direcção longitudinal</u> e pontos obtidos nas análises dinâmicas, edifício Infante Santo.	58
Fig. 4.13 – Curvas de capacidade na <u>direcção transversal</u> e pontos obtidos nas análises dinâmicas, edifício Infante Santo.	58
Fig. 4.14 - Percentagem de desvio do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas não-lineares em relação às análises dinâmicas não-lineares, na <u>direcção longitudinal</u> : (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Infante Santo.	60
Fig. 4.15 - Percentagem de desvio do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas não-lineares em relação às análises dinâmicas não-lineares, na <u>direcção transversal</u> : (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Infante Santo.	61
Fig. 4.16 - Perfis de deslocamento na <u>direcção longitudinal</u> : (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Infante Santo	62
Fig. 4.17 - Perfil de deslocamento na <u>direcção transversal</u> : (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Infante Santo	62
Fig. 4.18 - <u>Direcção Longitudinal</u> , edifício Infante Santo: (a) perfil de “drift” por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (a); (c) perfil de “drift” por piso acção sísmica tipo II (afastada); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (c).....	64
Fig. 4.19 - <u>Direcção Transversal</u> , edifício Infante Santo: (a) perfil de “drift” por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (a); (c) perfil de “drift” por piso acção sísmica tipo II (afastada); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (c).....	65
Fig. 4.20 - <u>Direcção longitudinal</u> edifício Infante Santo: (a) perfil de corte, acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (c).....	67
Fig. 4.21 - <u>Direcção transversal</u> edifício Infante Santo: (a) perfil de corte, acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (c).....	68
Fig. 4.22 - Curvas de capacidade na <u>direcção longitudinal</u> e pontos obtidos nas análises dinâmicas, edifício Costa Cabral	71

Fig. 4.23 - Curvas de capacidade na <u>direcção transversal</u> e pontos obtidos nas análises dinâmicas, edifício Costa Cabral	71
Fig. 4.24 - Desvio (%) do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas com as análises dinâmicas, na <u>direcção longitudinal</u> : (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Costa Cabral.....	73
Fig. 4.25 - Desvio (%) do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas com as análises dinâmicas, na <u>direcção transversal</u> : (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Costa Cabral.....	74
Fig. 4.26 - Perfis de deslocamento na <u>direcção longitudinal</u> : (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Costa Cabral.....	75
Fig. 4.27 - Perfis de deslocamento na <u>direcção transversal</u> : (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Costa Cabral.....	76
Fig. 4.28 - <u>Direcção longitudinal</u> , edifício Costa Cabral: (a) perfil de “drift” por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil em (a); (c) perfil de “drift” por piso acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil em (c).	77
Fig. 4.29 - <u>Direcção transversal</u> , edifício Costa Cabral: (a) perfil de “drift” por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil em (a); (c) perfil de “drift” por piso acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil em (c).	78
Fig. 4.30 - <u>Direcção longitudinal</u> edifício Costa Cabral: (a) perfil de corte, acção sísmica do tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica do tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (c)..	80
Fig. 4.31 - <u>Direcção transversal</u> edifício Costa Cabral: (a) perfil de corte, acção sísmica do tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica do tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (c).	81

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Sismos previstos no Vision 2000	4
Quadro 2.2 – Níveis de desempenho do Vision 2000 (adaptado de Silva, 2008)	4
Quadro 2.3 – Combinações de desempenho dos elementos estruturais e não estruturais (adaptado do ATC 40)	6
Quadro 2.4 – Valores para o factor de modificação de amortecimento (adaptado do ATC 40)	19
Quadro 2.5 – Valores mínimos dos factores redutores SR_A e SR_V (adaptado do ATC 40)	19
 Quadro 3.1 – Propriedades mecânicas dos materiais para o edifício Infante Santo (adaptado de Rodrigues, 2005)	 32
Quadro 3.2 – Propriedades mecânicas dos materiais do edifício Costa Cabral (adaptado de Milheiro, 2008)	37
Quadro 3.3 – Propriedades mecânicas dos materiais utilizados no edifício Parnaso (adaptado de Milheiro, 2008)	41
 Quadro 4.1 – Parâmetros necessários à definição dos espectros de resposta elástica para o Porto ..	 44
Quadro 4.2 – Parâmetros necessários à definição dos espectros de resposta elástica para Lisboa ...	44
Quadro 4.3 – Resultados da análise modal efectuada ao edifício Parnaso	46
Quadro 4.4 – Pontos de desempenho (em metros) para as duas direcções do edifício Parnaso	48
Quadro 4.5 – Deslocamento do piso de controlo (em metros) obtido nas análises dinâmicas para as acções sísmicas tipo I (afastada) e tipo II (próxima) para o edifício Parnaso	48
Quadro 4.6 – Resultados da análise modal efectuada ao edifício Infante Santo	57
Quadro 4.7 – Pontos de desempenho (em metros) para as duas direcções do edifício Infante Santo ..	59
Quadro 4.8 – Deslocamento do piso de controlo (em metros) obtido nas análises dinâmicas para as acções sísmicas tipo I (afastada) e tipo II (próxima) para o edifício Infante Santo	59
Quadro 4.9 – Resultados da análise modal efectuada ao edifício Costa Cabral	70
Quadro 4.10 – Pontos de desempenho (em metros) para as duas direcções do edifício Costa Cabral ..	72
Quadro 4.11 – Deslocamento do piso de controlo (em metros) obtido nas análises dinâmicas para as acções sísmicas tipo I (afastada) e tipo II (próxima) para o edifício Costa Cabral	72

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Os sismos são fenómenos de origem natural com um grande impacto sobre a sociedade, chegando mesmo a provocar a perda de vidas humanas e a destruição do património. Podem referir-se como exemplos o terramoto que atingiu a grande Lisboa em 1755 e mais recentemente o sismo que atingiu no dia 12 de Janeiro de 2010 o Haiti, ambos com terríveis consequências para a comunidade. É evidente a necessidade de utilizar ferramentas que permitam quer conceber novas estruturas quer avaliar as estruturas existentes de forma evitar ou pelo menos minimizar os efeitos de um sismo.

Na avaliação dos efeitos que um determinado sismo provoca sobre os edifícios já construídos ou em fase de concepção, é consensual que das análises dinâmicas não-lineares resultam as previsões mais correctas das necessidades de deformação e de esforços. No entanto, as análises dinâmicas requerem algoritmos de integração no tempo complexos e existe dificuldade na representação do amortecimento existente no edifício, que segundo Elnashai (2002) pode conduzir a erros da ordem dos 50% ou maiores variações na força de resposta.

Com a necessidade de obter resultados com precisão adequada sem a complexidade requerida das análises dinâmicas, surgiram os métodos estáticos não-lineares de análise sísmica, em que se destacam os métodos “pushover” que recentemente têm assumido maior relevo e aceitação.

Neste trabalho pretende-se aplicar e comparar duas abordagens distintas dos métodos “pushover” a três edifícios existentes no parque habitacional português, utilizando como dados de comparação os resultados obtidos de análises dinâmicas efectuadas sobre os mesmos casos de estudo.

Os métodos “pushover” utilizados no decorrer da dissertação, são o método “pushover” na sua formulação convencional, presente no Eurocódigo 8 (EC8) e na formulação designada de adaptativa.

Espera-se que o presente trabalho seja um meio de divulgação dos métodos “pushover” de análise sísmica de edifícios contribuindo assim para a sua ampla aplicação, almejando mais e melhor informação na avaliação da vulnerabilidade sísmica (quer do edificado existente quer dos edifícios em fase de concepção) a fim de conduzir a intervenções e projectos de maior qualidade ao nível de desempenho sísmico.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos. Neste primeiro capítulo são apresentados os objectivos da dissertação e a sua estrutura.

O segundo capítulo estabelece um pequeno resumo bibliográfico das metodologias de análise sísmica não-linear, com ênfase para os métodos “pushover” e os métodos CSM e N2 de obtenção do ponto de desempenho de uma estrutura.

No terceiro capítulo é efectuada uma breve apresentação do “software”, PORANL, utilizado ao longo do trabalho, bem como uma descrição sucinta das características estruturais dos edifícios e os aspectos relativos à sua modelação.

No quarto capítulo são apresentados os resultados obtidos nas análises efectuadas aos diferentes casos de estudo e são elaborados comentários sobre esses mesmos resultados.

No quinto e último capítulo é efectuada uma discussão dos resultados e apresentam-se as principais conclusões a retirar do estudo efectuado, sendo ainda apresentadas sugestões a desenvolver em futuros trabalhos.

2

MÉTODOS NÃO-LINEARES DE ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

2.1. INTRODUÇÃO

De acordo com o ATC40 (1996) existem vários métodos de análise, quer elásticos lineares quer não-lineares, para estruturas de edifícios de betão armado. Os métodos de análise lineares recorrem à utilização de forças laterais regulamentares, estáticas e dinâmicas, bem como rácios de capacidade-exigência.

No âmbito do presente trabalho serão apenas abordados os métodos não-lineares estáticos e dinâmicos. Desta forma procede-se neste capítulo a uma breve descrição dos objectivos de desempenho dos métodos “pushover” e métodos de obtenção do ponto de desempenho de estruturas de edifícios de betão armado. No que diz respeito aos métodos dinâmicos são tecidos alguns comentários.

2.2. OBJECTIVOS DE DESEMPENHO

2.2.1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento e/ou avaliação da resistência sísmica de estruturas tem sofrido alterações críticas nos últimos anos, sobretudo na mudança de uma abordagem baseada na resistência para uma baseada no desempenho (Bento *et al*, 2007).

Os níveis de desempenho consistem num conjunto de critérios que o edifício deve satisfazer de modo a garantir determinado comportamento global. Este comportamento pode ser definido em termos de danos nos elementos estruturais e não estruturais, estabilidade local e global, deformações máximas e residuais, etc. (Melro, 2006)

Neste contexto foram surgindo nos últimos 15 anos, documentos como Vison 2000 (SEAOC, 2000), ATC40 (1996), Eurocódigo 8 (CEN, 2004) onde são definidos níveis de desempenho.

2.2.2. VISION 2000

Este documento foi publicado pela Structural Engineers Association of California (SEAOC, 2005) e nele são estabelecidas quatro classes de desempenho sísmico, bem como quatro cenários sísmicos. As classes de desempenho estabelecidas neste documento são apresentadas nos parágrafos seguintes, com base na descrição feita por Silva (2008):

Totalmente Operacional – É exigido que nos elementos estruturais e não-estruturais os danos ocorridos sejam desprezáveis, mantendo todos os serviços e funcionalidade do edifício.

Operacional – Deve ser garantida a continuidade da maior parte dos serviços e actividades existentes no edifício. Os danos deverão ser ligeiros e deverá existir estabilidade estrutural para garantir o seu uso.

Salvaguarda de vidas – Os danos na estrutura devem ser moderados sem risco de perda de estabilidade. Certos equipamentos e sistemas devem ser protegidos contra eventuais danos. A vida humana deve ser salvaguardada e deverão ser garantidas condições de evacuação do edifício. A reparação do edifício pode ser exequível mas os seus custos podem não ser viáveis.

Prevenção de colapso – O edifício não deverá entrar em colapso total ou parcial, mas no entanto, a estrutura pode não ser recuperável.


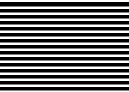
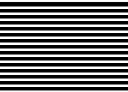
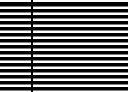
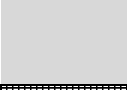
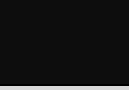


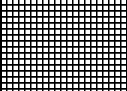




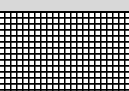
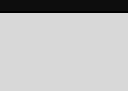

No que respeita às acções sísmicas previstas são as representadas no quadro 2.1, em função da sua probabilidade ser excedida num determinado intervalo de tempo, mostrando-se também o período de retorno.

Quadro 2.1 – Sismos previstos no Vision 2000

Designação	Probabilidade excedência	Intervalo de tempo (anos)	Período de retorno (anos)
Sismo frequente	50%	30	43
Sismo ocasional	50%	50	72
Sismo raro	10%	50	475
Sismo muito raro	10%	100	975

No que respeita aos objectivos de desempenho preconizados neste documento são os esquematizados no quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Níveis de desempenho do Vison2000 (adaptado de Silva, 2008)

	Totalmente operacional	Operacional	Salvaguarda de vidas	Prevenção de colapso	
Frequente (50% em 30 anos)					Objectivos de desempenho inaceitáveis
Ocasional (50% em 50 anos)					Objectivos de desempenho para instalações correntes
Rara (10% em 50 anos)					Objectivos de desempenho para instalações importantes ou perigosas
Muito Rara (10% em 100 anos)					Objectivos de desempenho para instalações críticas

2.2.3. ATC40

Os níveis de desempenho do edifício estabelecidos no ATC40 (1996) são obtidos pela conjugação do desempenho dos elementos estruturais e dos elementos não-estruturais. Ambos os elementos estão catalogados em seis classes que definem o seu nível de desempenho.

No que concerne aos elementos estruturais os níveis de desempenho, níveis SP (“structural performance”), são apresentados a seguir:

(SP1) - Ocupação imediata – Após o evento sísmico a estrutura deve apresentar-se com danos muito limitados, onde a resistência dos elementos estruturais às solicitações verticais e laterais não se afastem muito da resistência inicial. Neste ponto o risco de perda de vidas devido a falhas estruturais é desprezável.

(SP2) - Controlo de danos – Nesta classe de desempenho não existe um intervalo rígido pois abrange as estruturas já com danos significativos mas que no entanto são inferiores ao nível de desempenho SP3, permitindo a reparação do edifício a custos moderados.

(SP3) - Salvaguarda de vidas – Permite-se que os danos na estrutura sejam significativos, no entanto, deve ainda existir margem de resistência para evitar o colapso parcial ou total do edifício. Deve salvaguardar as vidas humanas tanto dentro como fora do edifício embora se aceite alguns ferimentos ligeiros. A recuperação do edifício é exequível mas com custos consideráveis.

(SP4) - Segurança limitada – Abrange os casos onde se pretenda uma segurança adicional em relação à estabilidade estrutural mas em que garantir o nível SP3 se torna demasiado oneroso.

(SP5) - Estabilidade estrutural – Neste nível a estrutura está próximo da sua resistência de colapso total ou parcial, existindo no entanto, capacidade resistente às acções gravíticas com a existência de ferimentos graves.

(SP6) – Não é um nível de desempenho considerado; no entanto, deve ser utilizado na avaliação de reforço dos elementos não estruturais, quando não existe revisão da estrutura.

No que respeita aos elementos não estruturais, designados por NP (“nonstructural performance”), os níveis previstos são apresentados de seguida.

(NPA) – Operacional – Neste nível de desempenho o edifício pode ser ocupado de imediato. Os elementos estruturais mantêm-se em bom estado de conservação, as reparações necessárias podem ser executadas sem grande interferência com os ocupantes. Devem contudo, existir planos de contingência para fazer face a possíveis problemas nas telecomunicações, electricidade e gás.

(NPB) – Ocupação imediata – Este critério é o mais amplamente aplicado para as instalações essenciais. É assumido que os diferentes espaços dos edifícios podem ser usados mas onde os serviços básicos podem não ser assegurados.

(NPC) – Salvaguarda de vidas – Pretende-se que, neste nível, o estado dos danos presentes nos elementos não estruturais possam ser extensos, mas não representem perigo de vida quer por rotura quer por queda.

(NPD) – Perigos reduzidos – Os requisitos são semelhantes aos apresentados no nível anterior, podendo no entanto, ocorrer ferimentos graves a um grupo restrito de pessoas.

(NPE) – Este nível não é considerado sendo utilizado para análise dos elementos não estruturais que não afectam a resposta da estrutura.

O nível de desempenho, como já foi referido, é obtido pelo cruzamento do desempenho dos elementos estruturais com os elementos não estruturais. O ATC40 apresenta um quadro com as combinações possíveis indicando a sua aplicabilidade nas estruturas de edifícios.

No quadro 2.3 as combinações possíveis são representadas pelo número correspondente à classificação de desempenho estrutural e pela letra designatória do desempenho não-estrutural. As combinações sombreadas são as de uso mais corrente. Os espaços preenchidos por NR representam as combinações não recomendadas.

Quadro 2.3 – Combinações de desempenho dos elementos estruturais e não estruturais (adaptado do ATC40)

Níveis de desempenho de edifícios						
Desempenho dos elementos não-estruturais	Desempenho dos elementos estruturais					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NPA	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
NPB	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
NPC	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
NPD	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NPE	NR	NR	3-E	4-E	5-E	Não é aplicável

O ATC40 define ainda três classes de sismos de acordo com a probabilidade de ser excedido durante a um período de tempo de vida útil de 50 anos.

- Acção sísmica de serviço (SE) – sismo com probabilidade de 50% de ser excedido.
- Acção sísmica de Projecto (SD) – sismo com probabilidade de 10% de ser excedido.
- Acção sísmica máxima (SM) – sismo com probabilidade de 5% de ser excedido.

2.2.4. EUROCÓDIGO 8

O Eurocódigo 8 (2004) estabelece dois requisitos fundamentais de desempenho, Requisito de não Ocorrência de colapso e Requisito de limitação de Danos. No primeiro requisito apresentado procura-se garantir que o edifício mantenha a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois da acção do sismo regulamentar. No segundo a estrutura deve ser projectada para uma acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a acção de cálculo, sem que exista a ocorrência de danos e limitações de utilização, evitando que os custos de reparação sejam demasiados elevados para o valor do edifício.

Desta forma a estrutura deve satisfazer dois critérios de conformidade, Estado limite Último e Estado de Limitação de Danos.

No Estado Limite Último deve verificar-se que o sistema estrutural deve garantir que são satisfeitas as condições e estabilidade estrutural exigidas no primeiro requisito enunciado. A acção sísmica de referência deverá ter probabilidade de 10% de ser excedido em 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

O Estado de Limitação de Danos, corresponde à satisfação do segundo requisito fundamental definido. Neste estado limite a acção sísmica deverá ter a probabilidade de ser excedida em 10% num período de 10 anos, o que corresponde a um período de retorno de 95 anos.

Em vez de objectivos de desempenho o Eurocódigo 8 (2004) estabelece coeficientes de comportamento que são aplicados na determinação do espectro de resposta de projecto.

2.3. MÉTODOS ESTÁTICOS NÃO-LINEARES DE ANÁLISE SÍSMICA

2.3.1. INTRODUÇÃO

O objectivo de uma análise “pushover” é avaliar o comportamento esperado para um sistema estrutural, estimando a sua resistência e exigências de deformação para sismos de projecto, por meio de uma análise estática não-linear, comparando essas exigências com os níveis de desempenho aplicáveis (Krawinkler e Seneviratna, 1998).

Elnashai (2002) refere que se as análises estáticas não-lineares se mostrarem robustas e com resultados fiáveis, representativos da resposta dinâmica, com uma precisão adequada, seguir-se-ão mais análises inelásticas, levando a um melhor controlo dos modos de rotura no dimensionamento sísmico, sendo que a mesma melhoria seja verificada na avaliação de estruturas existentes.

Antoniou e Pinho (2004) afirmam que apesar da sua relativa simplicidade e facilidade de uso, as técnicas “pushover” fornecem informação em muitas características importantes da resposta, que não podem ser obtidas pela aplicação de qualquer análise linear elástica.

Em relação às técnicas “pushover”, pode dizer-se que existem duas grandes abordagens. A primeira abordagem consiste na aplicação do “pushover” convencional onde o vector de forças ou deslocamentos tem uma forma estabelecida e constante durante toda a análise. A segunda abordagem consiste na aplicação ao sistema de um vector de forças ou deslocamentos que é actualizado a cada iteração durante a análise da estrutura.

É de notar que a análise “pushover”, de acordo com Krawinkler e Seneviratna (1998) não possui um fundamento teórico rigoroso. Baseando-se no pressuposto de que a resposta de uma estrutura pode ser relacionada com um sistema equivalente de um grau de liberdade.

2.3.2. “PUSHOVER” CONVENCIONAL

Na aplicação de uma análise “pushover” convencional a uma estrutura podem ser considerados dois tipos de solicitações, uma baseada em forças e outra baseada em deslocamentos. A obtenção de curvas de capacidade, perfis de “drift” entre pisos (deslocamento relativo entre pisos) e perfis de corte distintos, são semelhantes entre si com a diferença de serem aplicados ou forças de corte ou deslocamentos ao nível dos pisos.

2.3.2.1. Curva de capacidade

A curva de capacidade pode ser entendida como a relação entre o deslocamento no piso de controlo (nomeadamente o piso de topo) e a força de corte na base (corte basal).

Devido às semelhanças já apontadas entre os métodos “pushover” baseados em forças ou baseados em deslocamentos, de seguida enumera-se a sequência de procedimentos, necessários à determinação da curva de capacidade conforme referido no ATC40 (1996) na perspectiva de uma aplicação do método

sem a possibilidade de recorrer a um algoritmo automático de formação das potenciais rótulas plásticas. Os passos 1 a 10 encontram-se esquematizados na figura 2.1.

1. Modelação do edifício, através de elementos finitos, considerando o comportamento não-linear das secções transversais dos elementos estruturais. O comportamento não linear pode ser modelado com rótulas inseridas nas secções onde se pensa que se venham a formar zonas de não-linearidade. Para tal deve-se ter em conta os esforços, a distribuição da armadura e a variação da geometria da secção transversal dos componentes estruturais;

2. Aplicação das forças gravíticas no modelo, correspondentes à combinação de acções apropriada para o dimensionamento sísmico;

3. Aplicação das forças laterais por piso, de acordo com as configurações de carregamento escolhidas. Poder-se-ão fazer várias análises, considerando distribuições de carga diferentes, reduzindo-se assim os efeitos associados à imprecisão na determinação das forças de inércia;

4. Determinação dos esforços na estrutura, tendo em conta as forças gravíticas e as forças laterais por piso. Na determinação dos esforços, dever-se-á ter em consideração as propriedades das rótulas introduzidas, que variam em função dos esforços;

5. Controlo da intensidade das cargas laterais para que no elemento condicionante (ou grupo de elementos condicionantes) se atinja valores superiores a 90% da sua capacidade resistente;

6. Registo do deslocamento no ponto de controlo e o valor do corte basal;

7. Redefinição do modelo numérico, alterando a rigidez dos elementos que atingiram a cedência, para ter em conta as novas condições de rigidez. A alteração de rigidez processa-se nas secções onde foram inseridas rótulas;

8. Aplicar novo incremento de carga lateral, até que novos elementos entrem em cedência;

9. Adicionar o incremento de carga e o incremento de deslocamento no ponto de controlo, aos anteriores valores de força de corte e de deslocamento. Obtém-se, assim, o valor acumulado da força de corte basal e do deslocamento;

10. Repetir o procedimento, a partir de 8, até que se obtenha um sistema estrutural instável ou até que se atinja um deslocamento pré-determinado no ponto de controlo.

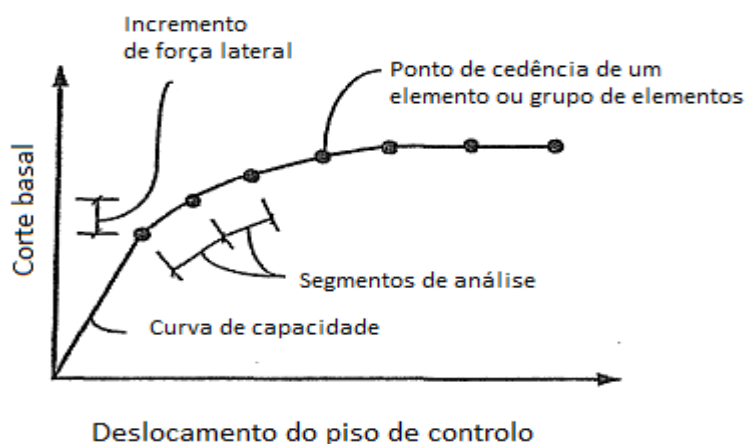


Fig. 2.1 – Curva de capacidade (adaptado do ATC40, 1996)

11. Degradação explícita da resistência global. Se o aumento de carga incremental parar no ponto 10 resultante de se atingir um nível de deformação lateral em que a totalidade ou uma parte significativo um elemento (ou grupo de elementos) não consegue ser resistido ao carregamento, isto é, a sua resistência foi significativamente degradada, então deve-se reduzir, ou eliminar, a rigidez do elemento (ou grupo de elementos), reiniciando o processo no ponto 8 obtendo-se tantas curvas de capacidade quantas necessárias à definição adequada da perda de resistência global. É mostrado nas figuras 2.2 e 2.3 um exemplo da curva descrita anteriormente.

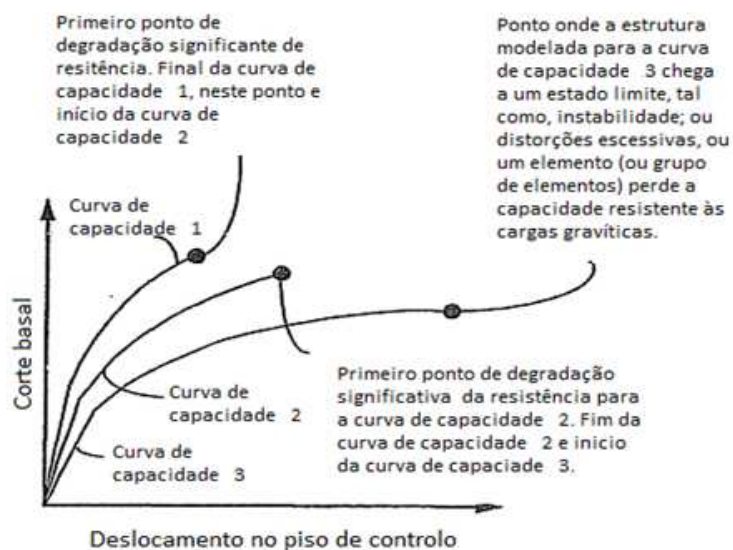


Fig. 2.2 – Múltiplas curvas de capacidade representativas da degradação de rigidez (adaptado do ATC40, 1996)

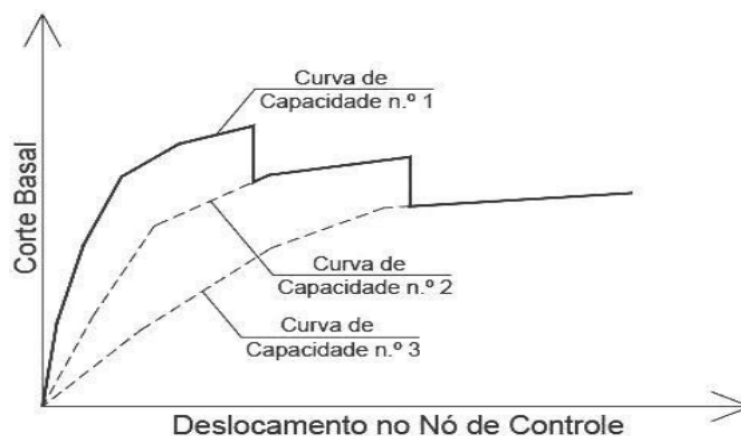


Fig. 2.3 – Curva de capacidade tipo “dentes de serra” (adaptado de Silva, 2008)

2.3.2.2. Considerações acerca do “pushover” convencional baseado em forças ou deslocamentos

De acordo com Antoniou e Pinho (2004) devido ao facto de o método “pushover” convencional baseado em deslocamentos manter constante durante toda a análise o perfil do vector de deslocamentos, este dissimula características importantes da estrutura. As características camufladas

pela abordagem são tais como irregularidades de resistência e fenômenos de “soft-storey”, atendendo ao facto de que o vector deslocamento adoptado no início da análise não corresponde ao mecanismo de rotura após a cedência.

Os mesmos autores defendem ainda que não é realista manter durante toda a análise um deslocamento relativo entre pisos sucessivos constante, pois as deformações em geral tendem a ser mais igualmente distribuídas no domínio elástico, enquanto, após a cedência tendem a concentrar-se nas rótulas plásticas formadas nos elementos. É apresentado na figura 2.4 um caso de um edifício de oito andares para 0.5% e 3% “drift”, que os autores apresentam como ilustrativos das deficiências do método “pushover” baseado em deslocamentos.

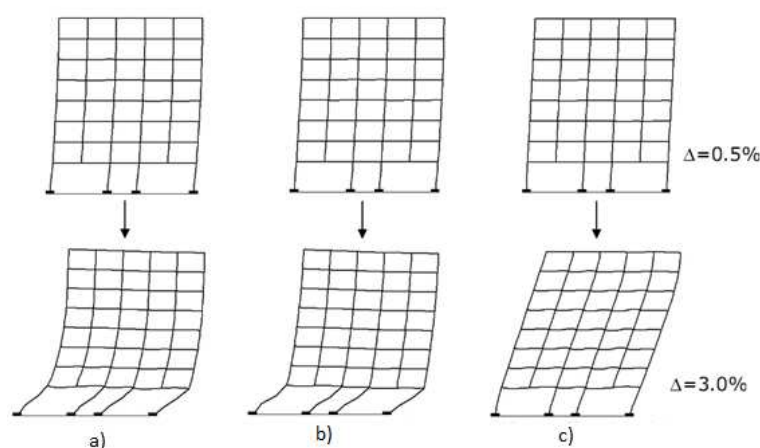


Fig. 2.4 - Deformada de um edifício de 8 andares; (a) análise dinâmica; (b) “pushover” baseado em forças (distribuição triangular); (c) “pushover” baseado em deslocamentos (distribuição triangular) (adaptado de Antoniou e Pinho, 2004)

Desta forma os autores recomendam que, se for usada uma análise “pushover” convencional, se deve utilizar a abordagem baseada em forças em detrimento da abordagem baseada em deslocamentos.

O Eurocódigo 8, 2004, por sua vez, no ponto 4.3.3.4.2, prevê apenas a utilização da abordagem baseada em forças, filosofia que parece estar patente no ATC40. Como se pode atentar na descrição da obtenção da curva de capacidade, adaptada do ATC40 (1996), a sequência não contempla a utilização de métodos “pushover” convencionais baseados em deslocamentos.

2.3.3. “PUSHOVER” ADAPTATIVO

Bracci *et al.* (1997) foram os primeiros a introduzir um procedimento totalmente adaptativo. A análise começa por assumir uma distribuição de cargas laterais inicial, normalmente triangular, enquanto os incrementos de carga são calculados com base nos valores de corte basal e da resistência lateral do passo anterior.

Lefort (2000) implementou uma versão alargada deste método, na qual foi adoptada uma equação adicional de escalonamento de forças para ter em conta a contribuição dos modos de vibração mais elevados; no entanto, obteve previsões de resposta pouco precisas.

Um procedimento diferente foi proposto por Gupta e Kunnath (2000) no qual a carga lateral aplicada é actualizada constantemente, dependendo das características dinâmicas da estrutura, e pode ser usado um espectro local para o padrão de cargas. O método considera o estado actual de rigidez da estrutura.

Outro método foi proposto por Requena e Ayala (2000) onde são discutidas duas variantes do procedimento “pushover” adaptativo sendo comparadas com um esquema modal fixo. Na primeira é utilizada uma combinação de forças modais utilizando a regra “*square root of the sum of squares*” (SRSS), e na segunda, é determinado um modo fundamental equivalente que é depois usado para calcular as cargas laterais.

Uma metodologia completamente alternativa foi proposta por Albanesi *et al* (2002) que sugere uma análise “pushover” adaptativa com base em energia (“*Adaptative Energy-based Pushover analysis*” (AEOPA)) onde o perfil de forças ou deslocamentos impostos em cada passo supostamente têm em consideração não só a inércia da estrutura bem como a energia cinética espectável de ser mobilizável durante um sismo.

Finalmente, Elnashai (2001) propôs um esquema adaptativo que aglomera num único algoritmo de análise “pushover”, todos os pontos descritos anteriormente. Este procedimento é completamente adaptativo e multi-modal e considera a degradação da rigidez da estrutura e o correspondente aumento do período, pela actualização da distribuição das forças a cada passo da análise.

Segundo os mesmos autores esta última metodologia pode ser considerada como representativa do estado de arte das metodologias de análise estática não-linear.

Tal como na metodologia “pushover” normal a sua vertente adaptativa pode ser abordada quer pela imposição de deslocamentos ou forças.

Antoniou e Pinho (2004) consideram as fases descritas como as representativas da evolução das metodologias “pushover” adaptativas.

2.3.3.1. “Pushover” adaptativo baseado em forças

O método “pushover” adaptativo baseado em forças consiste na aplicação à estrutura de um vector de forças inicial com uma determinada forma, sendo depois actualizado passo a passo de acordo com as novas condições existentes no sistema estrutural até, tal como na vertente convencional, se chegar ao colapso ou a um determinado nível de deformação. A curva de capacidade é obtida de forma análoga à descrita na secção 2.3.2.1. com a diferença de que o vector de carga não é constante ao longo do processo mas variável a cada incremento.

De seguida faz-se uma breve descrição do algoritmo “pushover” adaptativo desenvolvido por Antoniou e Pinho (2004) que consiste na implementação de quatro pontos fundamentais: 1º definição do vector inicial de carga e a inércia de massa; 2º cálculo do factor de carga; 3º cálculo do vector de escalonamento normalizado e, 4º, actualização do vector de carga.

Para cada um destes pontos interessa reter os seguintes aspectos essenciais:

1. No método “pushover” adaptativo o vector de carga inicial (P_0) deve ser uniforme em altura para que não distorça a configuração do vector de carregamento em correspondência com a resposta dinâmica da estrutura em cada passo.

2. No cálculo do factor de carga pode ser adoptado um de dois caminhos: o primeiro refere-se ao controlo do carregamento, isto é, o factor de carga é directamente incrementado/controlado pelo algoritmo “pushover”, enquanto a resposta da estrutura é função do nível de carregamento. A outra via

possível consiste em utilizar o controlo da resposta; por este meio, em primeiro lugar é incrementada/controlada a resposta da estrutura, sendo posteriormente calculado o factor de carga correspondente ao nível de deformação da estrutura.

Os autores sustentam que o regime de controlo da resposta é o mais adequado pois capta totalmente respostas irregulares tais como mecanismo de colapso do tipo *soft-storey*, modela o amaciamento do ramo pós-pico do carregamento/resposta da estrutura, fornece equitativamente pontos da curva de capacidade quer no intervalo pré-pico quer no intervalo pós-pico e providencia um controlo directo sobre as deformações da estrutura.

3. O vector de escalonamento normalizado é obtido pela combinação dos vectores de cada modo de vibração considerados, quer pela regra SRSS ou pela combinação quadrática completa (CQC). As forças modais por piso são obtidas da seguinte forma:

$$F_{ij} = \Gamma_j \Phi_{ij} M_i S_{a,j} \quad (2.1)$$

Em que:

F_{ij} – representa a força modal do modo j no piso i , sendo n o número de pisos,

Γ_j – factor de participação modal do modo j ;

Φ_{ij} – corresponde ao valor do modo de vibração para o modo j no andar i ;

M_i – Massa do piso i ;

$S_{a,j}$ – Factor de amplificação espectral.

As componentes \bar{F}_{ij} do vector de escalonamento normalizado são obtidas então pela seguinte relação:

$$\bar{F}_{ij} = \frac{F_{ij}}{\sum_n F_{nj}} \quad (2.2)$$

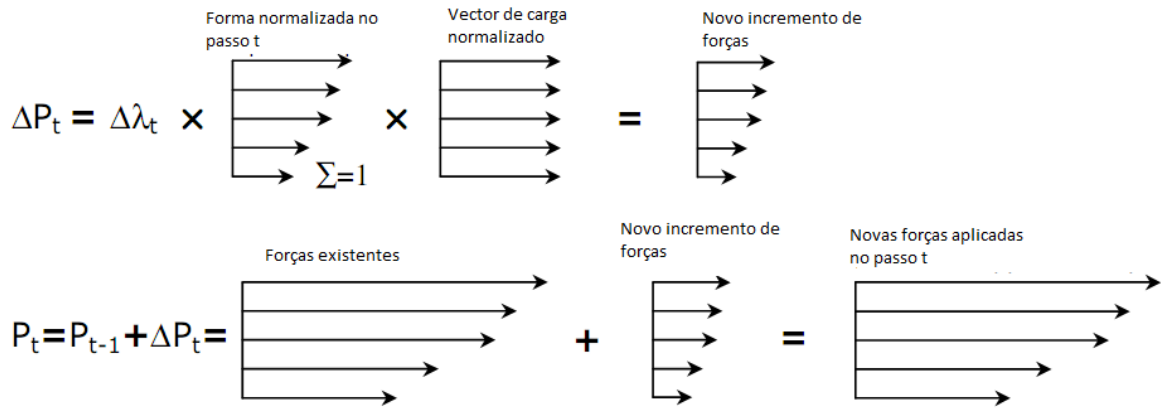
4. A actualização do vector de carga é efectuada por via incremental, isto é, o vector de carregamento (P) no passo t , é obtido por adição do vector de carregamento do incremento anterior. A formulação de actualização do vector de carregamento é a seguinte:

$$P_t = P_{t-1} + \Delta\lambda_t \bar{F}_t P_0 \quad (2.3)$$

$\Delta\lambda_t$ – representa o valor do incremento do factor de carga no passo t ;

P_{t-1} – representa o vector de carregamento do passo $t-1$.

A formulação apresentada pode ser representada esquematicamente pela figura 2.5.



2.5 - Representação gráfica do cálculo do vector de carregamento por actualização incremental (adaptado de Antoniou e Pinho, 2004)

2.3.3.2. “Pushover” adaptativo baseado em deslocamentos

A formulação do método “pushover” baseada em deslocamentos proposta por Antoniou e Pinho (2004) é bastante semelhante à técnica baseada em forças; os dois primeiros pontos são muito idênticos apenas com a diferença que o vector de forças passa a ser um vector de deslocamentos.

1. Vector de deslocamentos iniciais a impor à estrutura (U_0).

2. No caso do “pushover” baseado em deslocamentos o controlo do incremento pode ser realizado de igual forma quer pelo controlo de resposta ou pelo controlo do carregamento, pois efectivamente são os dois coincidentes. Por esta razão os autores recomendam a utilização do controlo do carregamento pelo facto de ser mais simples.

3. O vector de escalonamento é obtido através de uma técnica que se baseia no “drift” entre pisos. Nesta técnica o valor do deslocamento de um determinado andar é obtido pela combinação SRSS do “drift” entre andares dos vários modos.

$$D_i = \sum_{K=1}^i \Delta_k \quad (2.4)$$

Em que:

D_i – representa o valor do deslocamento no piso i ;

Δ_k – representa o “drift” combinado dos vários modos de vibração considerados.

A combinação SRSS do “drift” processa-se da seguinte forma:

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\Phi_{ij} - \Phi_{i-1,j}) S_{dj}]^2} \quad (2.5)$$

Em que:

Δ_i – representa o “drift” combinado dos vários modos de vibração considerados para o piso i ;

$S_{a,j}$ - representa o deslocamento espectral para o modo j .

O vector obtido pelo procedimento anterior ainda não aparece normalizado; assim é necessário proceder à sua normalização pelo seguinte meio:

$$\bar{D}_i = \frac{D_i}{\max D_i} \quad (2.6)$$

Em que \bar{D}_i é o vector de escalonamento normalizado associado ao índice i , isto é, refere-se ao seu valor no piso i .

4. Actualização do vector de carregamento tal como no método baseado em forças processa-se pela adição ao vector do passo anterior de um vector derivado da multiplicação do factor de incremento de deslocamento pelo vector de escalonamento normalizado para esse passo e pelo vector inicial, que se traduz na expressão seguinte:

$$U_t = U_{t-1} + \Delta\lambda_t \bar{D}_t U_0 \quad (2.7)$$

Em que:

U_t – vector de carregamento actualizado para o passo t ,

U_{t-1} – vector do passo anterior a t ;

$\Delta\lambda_t$ – é o factor de incremento de deslocamentos.

2.3.3.3. Considerações acerca do “pushover” adaptativo baseado em forças e deslocamentos

Os autores dos métodos “pushover” adaptativos descritos nos pontos 2.3.3.1 e 2.3.3.2, não estabelecem uma comparação directa entre eles, fazendo apenas comparações individuais entre cada um dos métodos adaptativos e o método “pushover” convencional baseado em forças. Os autores defendem que o método “pushover” adaptativo baseado em forças fornece uma pequena vantagem quando comparado com o seu equivalente não-adaptativo. No que respeita ao método “pushover” baseado em deslocamentos os autores referem que este fornece melhorias significativas em relação ao “pushover” convencional baseado em forças.

2.4. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO

2.4.1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento da curva de capacidade para um edifício existente, é em si, extremamente útil ao engenheiro, permitindo ganhar sensibilidade das características de desempenho do edifício bem como ajudar a escolher os métodos de intervenção. No entanto, para se aceitar que um determinado objectivo de desempenho é alcançado, deve ser estimado o deslocamento máximo provável de ser atingido, deslocamento alvo, para um movimento do solo especificado (ATC40, 1996).

Para estimar o deslocamento-alvo para um determinada excitação sísmica são referidos os métodos contemplados no ATC40 e no Eurocódigo 8.

2.4.2. MÉTODO DO ESPECTRO DE CAPACIDADE

2.4.2.1. Introdução

O método do espectro de capacidade é baseado na procura de um ponto sobre a curva de capacidade contido também no espectro de resposta apropriado, reduzido para ter em conta os efeitos da não-linearidade (ATC40, 1996). Este ponto é designado como o ponto de desempenho da estrutura para aquela curva de capacidade e para o espectro de resposta utilizado.

Para a aplicação do método é necessário converter quer as curvas de capacidade quer o espectro de resposta para o formato *Acceleration Displacement Response Spectrum* (ADRS), formato este que estabelece a aceleração em função do deslocamento.

2.4.2.2. Transformação da curva de capacidade

O ATC40 estabelece que em geral para a transformação da curva num espectro de capacidade, isto é, transformar a curva de capacidade numa curva do tipo ADRS, assenta no cálculo do factor de participação modal da estrutura para o primeiro modo de vibração e do coeficiente de massa modal. De seguida para cada ponto da curva de capacidade é calculado o ponto associado no espectro de capacidade.

A metodologia, sinteticamente apresentada anteriormente, está patente nas equações 2.8 a 2.12.

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n w_i \Phi_{i1} / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^n w_i \Phi_{i1}^2 / g \right]} \quad (2.8)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \Phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^n w_i \Phi_{i1}^2 / g \right]} \quad (2.9)$$

$$S_a = \frac{V}{W \alpha_1} \quad (2.10)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \Phi_{roof,1}} \quad (2.11)$$

$$W = \sum w_i \quad (2.12)$$

Em que:

PF_1 – é o factor de participação modal;

w_i / g massa do piso i ;

Φ_{i1} – amplitude do primeiro modo no piso i ;

α_1 – coeficiente de massa modal para o primeiro modo de vibração;

S_a – aceleração espectral;

S_d – deslocamento espectral;

V – corte basal,

W – peso do edifício em fase permanente;

Δ_{roof} – deslocamento no topo do edifício;

$\Phi_{\text{roof},1}$ – amplitude do primeiro modo no topo do edifício;

n – número de pisos;

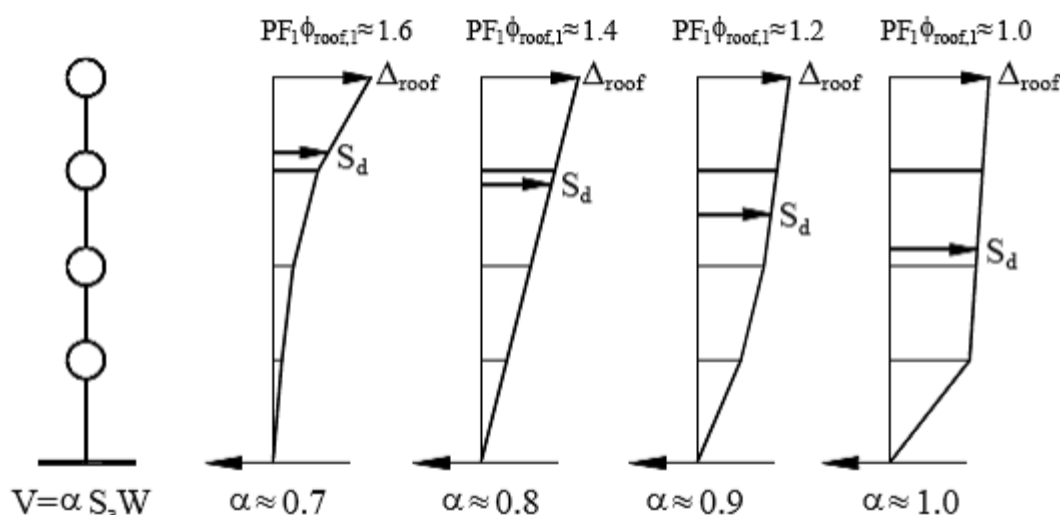


Fig. 2.6 - Factor de participação modal e coeficiente modal de massa (adaptado do ATC40, 1996)

2.4.2.3. Transformação do espectro de resposta para o formato ADRS

A representação da aceleração espectral em função do período ou da frequência é a mais familiar para os engenheiros; no entanto, como já foi referido para aplicação do método é necessário transformar o espectro de resposta no formato ADRS. Este formato baseia-se na conhecida relação expressa na equação 2.13 em que num gráfico (S_d, S_a) corresponde a um leque de rectas que passam pela origem, cada uma associada a um dado período (T).

$$S_a = \omega^2 S_d = \frac{4\pi^2}{T^2} S_d \quad (2.13)$$

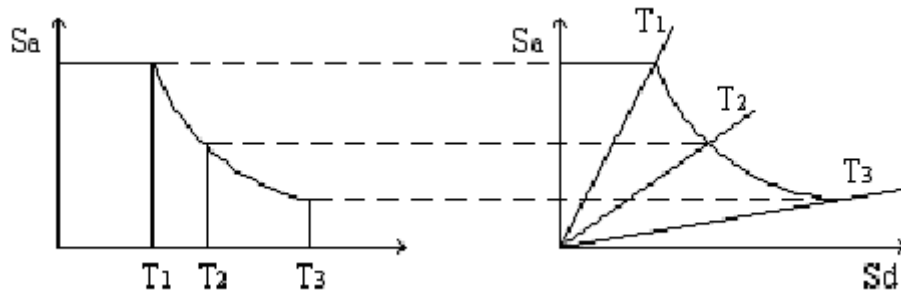


Fig. 2.7 - Esquema de transformação do espectro de resposta do formato tradicional para o formato ADRS (adaptado de Silva, 2008)

2.4.2.4. Espectro de resposta reduzido

Os edifícios de betão armado apresentam um amortecimento característico (a que corresponde um coeficiente de amortecimento aproximadamente de 5%), ou seja, apresentam capacidade de dissipação de energia num regime que simplifadamente pode ser assimilado a linear elástico (Silva, 2008).

Porém, quando um evento sísmico conduz a estrutura a deformações dentro do regime inelástico o amortecimento pode ser visto como a combinação do amortecimento viscoso e o amortecimento devido aos fenómenos de histerese (ATC40).

O amortecimento equivalente da estrutura pode ser obtido usando a metodologia explícita no ATC40, que se reproduz a seguir.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05 \quad (2.14)$$

Em que:

β_{eq} – amortecimento viscoso equivalente;

β_0 – é o amortecimento histerético, representado como amortecimento viscoso equivalente.

O cálculo do amortecimento viscoso equivalente pode ser calculado por:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.15)$$

em que:

E_D – energia dissipada pelo amortecimento associada a um ciclo histerético;

E_{S0} – energia potencial máxima que pode ser dissipada num ciclo histerético.

Quadro 2.4 - Valores para o factor de modificação de amortecimento (adaptado do ATC40)

Comportamento estrutural	β_0 (percentagem)	k
Tipo A	$\leq 16,25$	1,0
	$> 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0,67
	> 25	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Todos os outros valores	0,33

Tipo A – comportamento estrutural estável, com ciclos de histerese próximos da figura 2.8;

Tipo B – existe uma pequena redução da área em cada ciclo;

Tipo C – existe uma grande redução da área em cada ciclo, comportamento histerético deficiente.

Obtém-se então os factores de redução SR_A e SR_v a aplicar no ramo de acelerações constantes e no ramo de velocidades constante respectivamente, em função do amortecimento viscoso equivalente. Estes factores podem ser calculados pela expressão 2.21 e 2.22.

$$SR_A \approx \frac{3,21 - 0,68 \ln(\beta_{eq})}{2,12} \quad (2.21)$$

$$SR_v \approx \frac{2,31 - 0,41 \ln(\beta_{eq})}{1,65} \quad (2.22)$$

Os valores obtidos pelas expressões anteriores devem ser superiores aos valores do quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Valores mínimos dos factores redutores SR_A e SR_v (adaptado do ATC40)

Comportamento estrutural	SR_A	SR_v
Tipo A	0,33	0,50
Tipo B	0,44	0,56
Tipo C	0,56	0,67

Na figura 2.9 efectua-se a representação gráfica da obtenção do espectro de resposta inelástico pela aplicação dos factores SR_A e SR_v ao espectro de resposta elástico. Na figura $f(S_d)$ representa o troço de acelerações constantes e $g(S_d)$ o ramo de velocidades constantes.

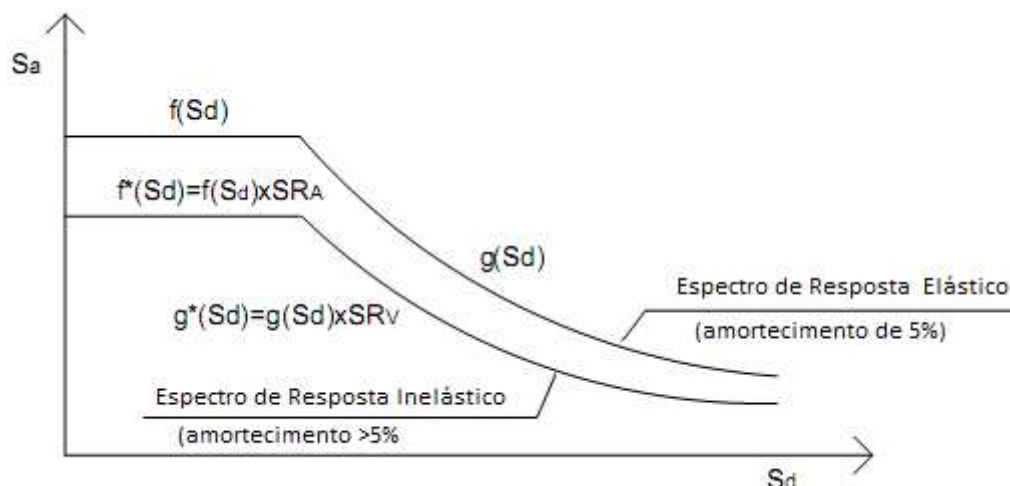


Fig. 2.9 - Espectro de resposta inelástico (adaptado de Silva, 2008)

Julga-se conveniente recordar que o cálculo do amortecimento hysterético só pode ser efectuado após a determinação do ponto de desempenho da estrutura, que permite traçar a representação bilinear da curva de capacidade. Este facto leva a que o método descrito seja um processo iterativo.

2.4.2.5. Intersecção dos espectros de Resposta e de Capacidade

Em geral, como já foi referido, a determinação do ponto de desempenho de uma estrutura requer várias iterações. O ATC40 apresenta três processos, designados por A, B e C; de forma a facilitar e uniformizar a sua determinação. No presente trabalho irá ser apenas abordado o método A pois de acordo com o ATC40 é o mais transparente, directo e conveniente para programação em folha de cálculo.

No método designado por A, o ponto inicial do processo iterativo pode ser obtido prolongando a recta dada pela rigidez inicial da estrutura e intersectando com o espectro de resposta para um amortecimento de 5%, como representado na figura 2.10.

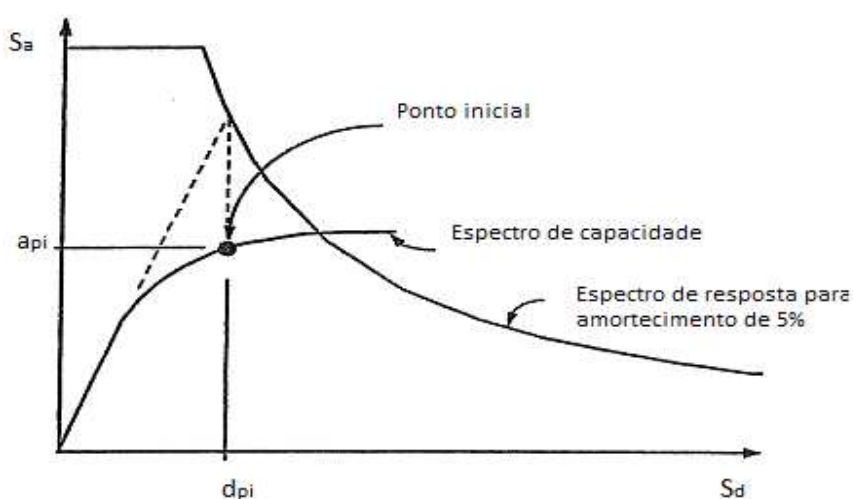


Fig. 2.10 - Representação gráfica do ponto de partida para o processo A (adaptado do ATC40, 1996)

Após a definição do ponto inicial, pode agora proceder-se à representação bilinear do espectro de capacidade. Para obtenção da curva bilinear é sugerido que as duas rectas que a constituem se devem ajustar ao espectro de resposta de forma a existir compensação das áreas definidas na figura 2.11 por A1 e A2.

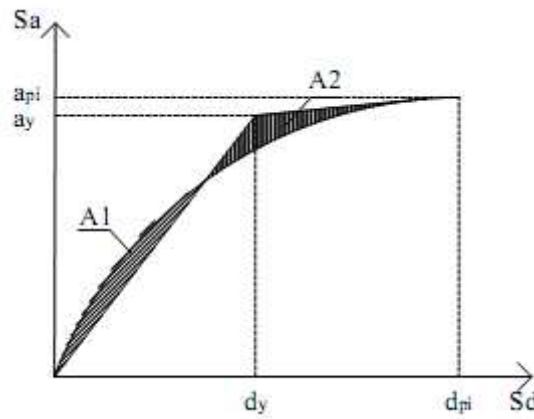


Fig. 2.11 - Determinação da curva bilinear da capacidade (adaptado de Silva, 2008)

Uma vez estabelecida a curva bilinear pode agora proceder-se ao cálculo do amortecimento equivalente, β_{eq} , e respectivos coeficientes redutores, SR_A e SR_v , do espectro de resposta com amortecimento de 5%.

Após o traçado do espectro de resposta reduzido e a obtenção da nova intersecção com o espectro de capacidade, se o ponto obtido ($a_i; d_i$) se situar no intervalo $0,95d_{pi} \leq d_i < 1,05 d_{pi}$, este é o ponto de desempenho da estrutura. Caso contrário este ponto passa a ser o ponto inicial para uma nova iteração, continuando até que a condição anterior seja satisfeita. A figura 2.12 esquematiza o procedimento enunciado.

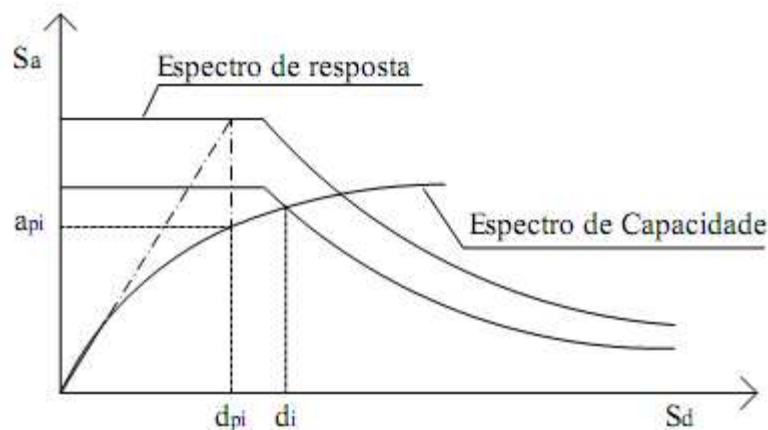


Fig. 2.12 - Esquema da obtenção do ponto de despenho pelo procedimento A (adaptado de Silva, 2008)

2.4.3. MÉTODO DO COEFICIENTE DE DESLOCAMENTO

No método do coeficiente de deslocamento não é necessário converter as curvas de capacidade, mas fica limitado à utilização em edifícios regulares, sem efeitos de torção e de modos mais elevados significativos (ATC40, 1996).

O primeiro passo do método consiste na elaboração de uma curva bilinear (diferente da obtida no método do espectro de capacidade), onde são representadas as rigidezes elástica e após cedência.

A rigidez elástica (K_e) deve ser definida como a secante à curva de capacidade no ponto $0,6V_y$, em que V_y corresponde ao corte basal de cedência da estrutura, enquanto que a rigidez pós-cedência (K_s) deve representar em termos médios a rigidez do ramo da curva de capacidade naquela fase de comportamento. As duas rectas obtidas desta forma devem cruzar-se no ponto de corte basal igual a V_y .

Como se pode perceber este método é também um método iterativo, pois só após o traçado das duas curvas se pode verificar se estas cumprem os requisitos enumerados anteriormente. A figura 2.13 mostra um esquema da obtenção da curva bilinear.

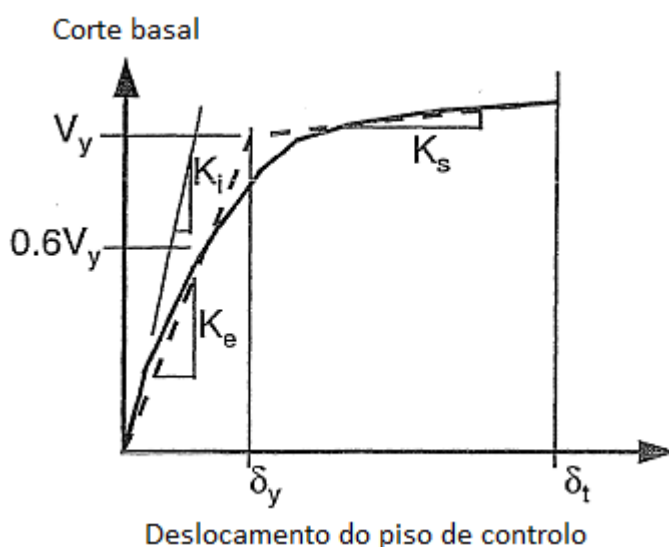


Fig. 2.13 - Esquema da construção da curva bilinear para o método do coeficiente de deslocamento (adaptado do ATC40, 1996)

Uma vez conhecida a curva bilinear, é necessário determinar um período fundamental efectivo (T_e) dado por:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.23)$$

Em que T_i é período inicial da estrutura e K_i é rigidez inicial da estrutura.

O cálculo do ponto de desempenho da estrutura (deslocamento alvo) pode então ser feito pela expressão 2.24:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e}{4 \Pi^2} \quad (2.24)$$

em que:

δ_t – deslocamento alvo;

C_0 – factor que relaciona o deslocamento espectral com o deslocamento máximo no topo do edifício;

C_1 – factor que relaciona o deslocamento linear com o deslocamento máximo não-linear;

C_2 – factor que traduz o efeito do amortecimento hysterético;

C_3 – coeficiente que representa o acréscimo de deslocamento devido aos efeitos de segunda ordem.

Os valores dos coeficientes enumerados anteriormente para edifícios regulares sem efeitos significativos de torção e de modos elevados, podem ser obtidos consultando o ATC40.

Apesar do método do coeficiente de deslocamento não ser abordado no decorrer do presente trabalho julga-se conveniente que este seja referido com o intuito de contribuir para a sua divulgação.

2.4.4. MÉTODO N2 (PROPOSTO PELO EUROCÓDIGO 8)

2.4.4.1. Descrição do método

A curva de capacidade necessária à aplicação do método N2, contemplado no Eurocódigo 8 (EC8), deverá ser obtida por um processo igual ao descrito na secção 2.3.2.1 do presente capítulo. Contudo, o Eurocódigo 8 prevê que as cargas laterais a utilizar tenham pelo menos duas distribuições diferentes em altura, uma configuração deverá ser uniforme em altura e outra deverá ser uma distribuição com a forma do primeiro modo de vibração determinado em fase elástica. O código recomenda ainda que a curva de capacidade seja obtida de tal forma que o deslocamento máximo do piso de controlo se situe no intervalo [0%;150%] do deslocamento-alvo.

No anexo B do Eurocódigo 8 é proposta uma relação entre as forças laterais normalizadas (\bar{F}_i) e os deslocamentos normalizados (ϕ_i), tomados como as componentes do primeiro modo de vibração normalizadas para deslocamento unitário no piso de controlo, em função da massa do piso i (m_i) expressa na equação 2.25.

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (2.25)$$

Após a determinação da curva de capacidade da estrutura real é necessário obter o deslocamento-alvo. Na aplicação deste método assume-se que a resposta de um sistema estrutural real de múltiplos graus de liberdade pode ser traduzida por um sistema equivalente de um único grau de liberdade. Desta forma é necessária a transformação da curva de capacidade de um sistema real para o sistema equivalente de um só grau de liberdade. A conversão da curva de capacidade é efectuada pela aplicação do coeficiente de transformação (Γ) ao corte basal (F_b) e ao deslocamento do piso de controlo (d_n). O processo de transformação da curva de capacidade pode ser sintetizado pelas equações 2.26 a 2.29.

$$\dot{m}^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (2.26)$$

$$\Gamma = \frac{\dot{m}^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \frac{\bar{F}_i^2}{m_i}} \quad (2.27)$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.28)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.29)$$

Em que F^* e d^* representam respectivamente a força e o deslocamento do sistema de um grau de liberdade equivalente.

O passo seguinte consiste em determinar a relação força-deslocamento idealizada elasto-perfeitamente plástica, caracterizada por uma curva bilinear em que a rigidez pós-cedência é igual a zero e que energia de deformação seja igual à do sistema real. Isto é as áreas A1 e A2 da figura 2.14 devem ser iguais.

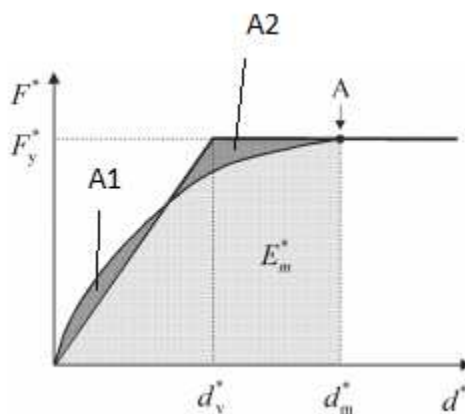


Fig. 2.14 - Determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica

(adaptado Eurocódigo 8, 2004)

Na figura 2.14 F_y^* representa a força de cedência que é coincidente com o corte basal para o qual se forma um mecanismo plástico, sendo o deslocamento d_y^* no limite de elasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade obtido da seguinte forma:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.30)$$

Na equação 2.30 d_m^* representa o deslocamento para o qual se forma o mecanismo plástico.

Para que possa ser efectuada a análise não-linear da estrutura é necessário obter do espectro de resposta elástico regulamentar no formato ADRS e ser ajustado com a utilização de factores de comportamento para se obter o espectro de resposta inelástico no formato ADRS. A transformação do espectro de resposta elástico pode então realizada aplicando a equação 2.13.

Uma vez obtido o factor de resposta elástico no formato ADRS, para que seja obtido o seu equivalente inelástico é necessário aplicar as expressões 2.31 a 2.33b.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad (2.31)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de} \quad (2.32)$$

$$q_u = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{se } T_c > T \quad (2.33a)$$

$$q_u = \mu \quad \text{se } T_c > T \quad (2.33b)$$

Em que:

S_{ae} e S_a são, respectivamente, as acelerações espectrais elástica e inelástica;

S_{de} e S_d são, respectivamente, os deslocamentos espectrais elástico e inelástico;

q_u – coeficiente de comportamento para valores de ductilidade constantes;

μ – ductilidade;

T_c – representa o período limite do troço de acelerações constantes do espectro de resposta.

O ponto de desempenho pode ser obtido pelo processo iterativo apresentado no Eurocódigo 8 que pode ser exemplificado na figura 2.15.

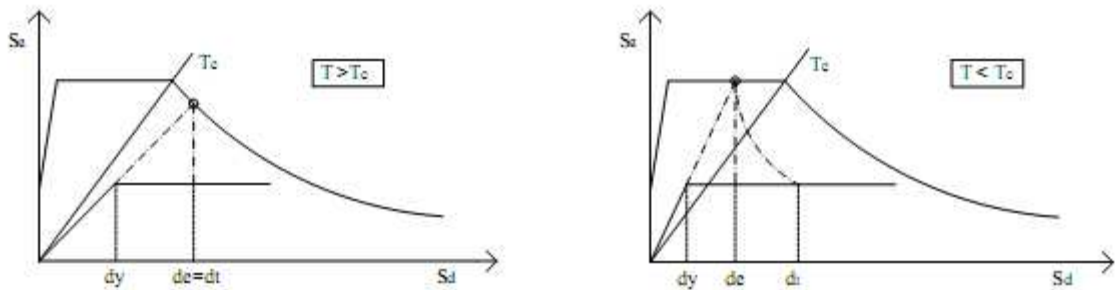


Fig. 2.15 - Esquema da obtenção do ponto de desempenho da estrutura (adaptado Eurocódigo 8, 2004)

Como demonstrado o valor do deslocamento-alvo (d_t^*) vai depender do período que marca o limite do ramo de acelerações constantes. Para períodos médios a longos ($T > T_c$) o deslocamento-alvo é

coincidente como o deslocamento dado pela intersecção do prolongamento do troço da curva bilinear. Para períodos baixos ($T < T_c$) o valor do deslocamento-alvo é dado pela equação 2.34, onde T^* é o período do sistema de um grau de liberdade.

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \quad (2.34)$$

O deslocamento-alvo (d_t) da estrutura de múltiplos graus de liberdade vem então dado pela expressão seguinte:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (2.35)$$

2.4.5. CONCLUSÃO

O método do espectro de capacidade é um método iterativo que em cada iteração considera o amortecimento correspondente ao ponto de desempenho dessa iteração, aspecto que nenhum dos outros métodos considera.

No que diz respeito ao método do coeficiente de deslocamento, o ATC40, recomenda que só em edifícios regulares, sem grandes efeitos de torção e que não tenham também não sejam grandemente influenciados pelos modos mais elevados, não considerando de forma directa o amortecimento devido a fenómenos de histerese.

O método N2 apresentado pelo Eurocódigo 8, na determinação do ponto de desempenho não considera o amortecimento devido aos fenómenos de histerese, considerando apenas os coeficientes de desempenho.

Desta forma considera-se que o método do espectro de capacidade é o método que se apresenta como mais rigoroso, sendo desta forma o método adoptado no desenvolvimento do presente trabalho.

2.5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR

A análise dinâmica é a abordagem mais natural na obtenção da resposta de uma estrutura a uma excitação sísmica; no entanto, exige uma elevada capacidade computacional e disponibilidade de tempo para efectuar a cada análise. É conveniente notar ainda que existe uma grande complexidade em atribuir os algoritmos de integração no tempo bem como na representação do amortecimento nos modelos, e determinar o seu efeito nos resultados finais (Elnashai, 2002).

Apesar das dificuldades envolvidas no desenvolvimento de uma análise dinâmica não-linear esta é indispensável para efectuar a validação e comparação das análises “pushover” efectuadas ao longo do corpo do presente trabalho.

3

DESCRIÇÃO E MODELAÇÃO DOS CASOS EM ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

No desenvolvimento do presente trabalho as comparações efectuadas aos métodos “pushover”, enunciados no Capítulo 2, tem por base a sua aplicação a um conjunto de 3 edifícios construídos em Portugal na década de 50, sendo um localizado em Lisboa e dois no Porto. Em Lisboa é estudado um bloco do Tipo A localizado na avenida Infante Santo, e, no Porto são estudados os edifícios Costa Cabral e Parnaso.

Os edifícios enunciados anteriormente foram já estudados por Freitas (2008), Milheiro (2008), Rodrigues (2005) e Silva (2008), com objectivos diferentes mas cuja informação pode ser usada para avaliar e comentar a metodologia empregue no decurso do trabalho.

Na modelação e análise dos edifícios irá ser utilizado o programa PORANL desenvolvido por Varum (1995) no âmbito da sua tese de mestrado. Este programa permite a execução de análises não-lineares estáticas ou dinâmicas.

3.2. PORANL

Antes de analisar os casos de estudo, julga-se adequado fazer uma breve referência ao programa de análise utilizado ao longo do trabalho.

Como já foi referido o programa PORANL foi desenvolvido por Varum em 1995. Este surge como um programa de análise plana não-linear dinâmica ou estática de estruturas porticadas.

Desde a sua criação o PORANL foi sujeito a várias alterações, nomeadamente Romão (2002) e posteriormente Rodrigues (2005) desenvolveu uma interface gráfica (VisualANL) para o programa, acrescentando ainda a possibilidade de simular o efeito das paredes não estruturais de alvenaria, através de um modelo de dupla biela com não-linearidade concentrada (Milheiro, 2008).

Marques (2010) no âmbito da sua tese de doutoramento implementou no PORANL o método “pushover” adaptativo com base em deslocamentos.

O PORANL idealiza a estrutura porticada como elementos de barra com três graus de liberdade por nó (representado na figura 3.1), com o comportamento não-linear do material concentrado nas extremidades das barras (local onde é previsível a formação de rótulas plásticas). De forma a conseguir reproduzir as rótulas plásticas Varum idealizou cada elemento de barra constituído por três

sub-elementos, dois com o comportamento não-linear material ligados entre si por um sub-elemento com as propriedades elásticas lineares do material.

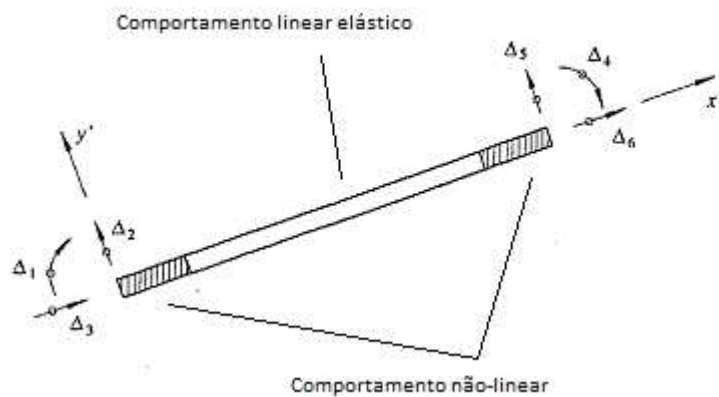


Fig. 3.1 – Representação esquemática de um elemento de barra utilizada no PORANL (adaptado de Varum, 1995)

O comportamento não-linear adoptado no PORANL é definido por uma curva trilinear que define o momento instalado na secção média da rótula plástica em função da curvatura dessa secção.

No caso dos edifícios em estudo foi utilizado o programa TRILIN (Arêde, 1997) na obtenção das curvas trilineares para cada elemento. As curvas são obtidas de acordo com as características geométricas, posição das armaduras e propriedades dos materiais. O programa TRILIN consiste num algoritmo que obtém para uma determinada secção, através da resolução de equações de equilíbrio, uma curva momento-curvatura definida pelos pontos de fissuração, cedência e rotura. A forma da curva trilinear é a representada na figura 3.2 (Milheiro, 2008).

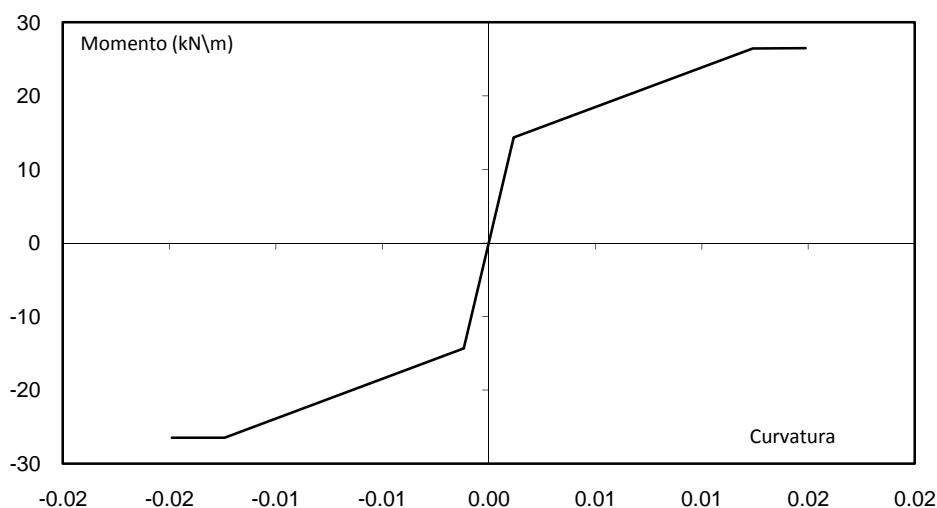


Fig. 3.2 – Exemplo da curva trilinear (adaptado de Silva, 2008)

Informação mais detalhada acerca do PORANL pode ser consultada na bibliografia, nomeadamente Varum (1995) e Rodrigues (2005).

3.3. BLOCO TIPO A NA AVENIDA INFANTE SANTO EM LISBOA

3.3.1. DESCRIÇÃO GERAL

O bloco de edifícios em estudo pertence a um conjunto de cinco unidades construídas em série com base no mesmo projecto, apresentando desta forma características arquitectónicas e estruturais iguais, sendo o projecto de arquitectura da responsabilidade do arquitecto Alberto Pessoa.

Os edifícios possuem piso térreo vazado, sendo constituídos por 8 pisos superiores destinados a habitação, perfazendo um total de 24 fogos do tipo duplex.

Em quatro das cinco unidades do Tipo A existem mais dois pisos semienterrados num bloco perpendicular ao edifício destinados a estabelecimentos comerciais, que não foram tidos em consideração na análise.

O acesso vertical de cada bloco é garantido por meio de três ascensores, um monta-cargas e uma escada central de acesso a todo o edifício. Convém notar que o terraço é acessível, com uma pequena habitação e uma zona coberta para estendais (Rodrigues, 2005).

3.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

A concepção da estrutura deste edifício deve-se inicialmente ao engenheiro Jordão Videira Dias; no entanto, este projecto não corresponde ao implementado. Este primeiro projecto apontava como acção horizontal mais gravosa a acção do vento e como solução de laje a utilização de lajes pré-fabricadas aligeiradas. Devido às indicações dos Serviços Técnicos da Câmara de Lisboa este projecto foi corrigido.

A correcção do projecto a ser elaborada a cargo do engenheiro Mário Ramos da Cruz, aponta a substituição de lajes aligeiradas por lajes maciças de betão armado e leva a cabo um novo estudo no que diz respeito às acções horizontais apoiando-se em regulamentos estrangeiros devido a falta de regulamentação nacional na data (Milheiro, 2008), constitui o projecto de estabilidade final que estabelece então uma área de implantação rectangular de 46,10x11,10 m² e uma altura total do edifício de 28,6 metros (Rodrigues, 2005).

Trata-se de uma estrutura porticada constituída por doze pórticos transversais em betão armado afastados de 3,70 metros. As vigas desenvolvem-se em consola para cada lado dos pilares com um comprimento de 1,90 metros como se pode ver na figura 3.3. Na direcção longitudinal a laje apoia-se nas vigas e está em consola com um comprimento de 2,70 metros para cada lado (como pode ser visto nas figuras 3.4, 3.5 e 3.6).

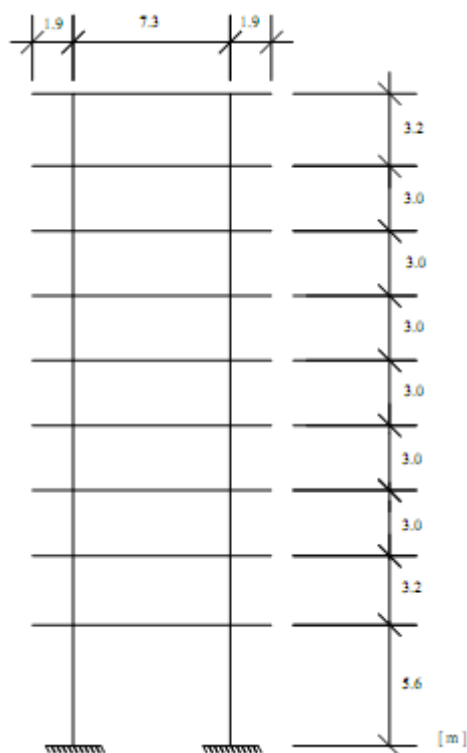


Fig. 3.3 – Representação esquemática do pórtico-tipo (adaptado de Rodrigues, 2005)

Devido ao facto de a tipologia das habitações ser duplex existem diferenças ao nível da planta estrutural dos pisos inferiores (ímpares) e superiores (pares) que são fruto da diferente posição das aberturas da laje para as escadas interiores da habitação (Milheiro, 2008).

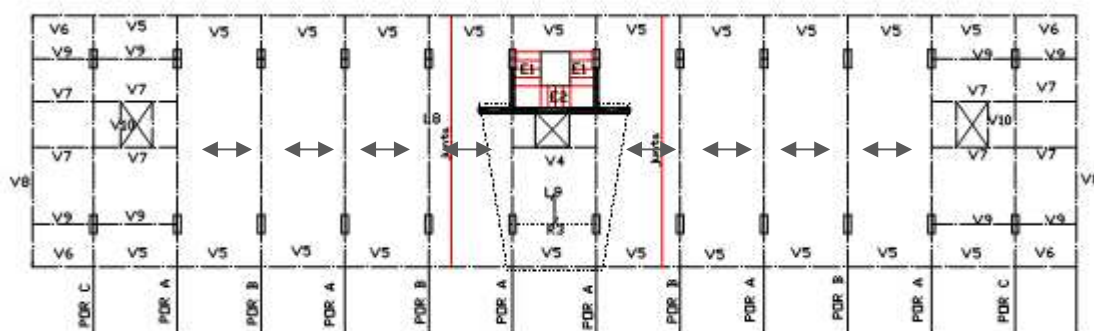


Fig. 3.4 – Planta estrutural do R/C (adaptado de Rodrigues, 2005)



Fig. 3.5 – Planta estrutural dos pisos inferiores (ímpares) (adaptado de Rodrigues, 2005)



Fig. 3.6 – Planta estrutural dos pisos superiores (pares) (adaptado de Rodrigues, 2005)

É digno de nota o facto de as caixas de elevadores serem executadas em alvenaria tradicional de tijolo furado e apenas a caixa de escadas ser em betão simples, o que denota uma preocupação reduzida relativamente às forças horizontais (Rodrigues, 2005).

3.3.3. MODELAÇÃO

Na análise deste edifício será usada a modelação efectuada por Rodrigues (2005). Esta modelação tem por base as peças desenhadas e as memórias descritivas e uma inspecção ao local, para averiguar as propriedades dos materiais e posição dos elementos estruturais e medir experimentalmente as frequências próprias do edifício (Milheiro, 2008, e Rodrigues, 2005).

Nas duas direcções consideradas será tida em conta a participação da laje de betão armado com 0,20 metros de espessura e 1,25 metros de largura. Atentando à figura 3.7, tirando partido da dupla simetria em planta da estrutura na direcção longitudinal (direcção X) foi modelada apenas um quarto da estrutura. Devido ao facto de não existirem vigas na direcção longitudinal na modelação o efeito da laje foi introduzido através de elementos de barra simulando vigas com 0.09 metros de altura e 11 metros de largura.



Fig. 3.7 – Definição das direcções em estudo do edifício Infante Santo (adaptado de Rodrigues, 2005)

Ao modelo adoptado por Rodrigues (2005) é efectuada uma correcção relativamente às condições de apoio no eixo de simetria, introduzida por Milheiro (2008). No modelo inicial Rodrigues (2005), para tornar viável a análise sísmica do edifício, no eixo de simetria em vez de apoios de roletes como é exigido pelas regras clássicas da Teoria das Estruturas, colocou apoios simples. Desta forma não se garantem as condições de simetria assumidas. Milheiro (2008) introduziu então na estrutura modelada com os apoios simples as forças e os deslocamentos associados aos apoios de roletes, devidas às acções verticais, como forças exteriores aplicadas à estrutura.

Ao aplicar o método “pushover” adaptativo à modelação estabelecida para a direcção longitudinal, verificou-se que os apoios necessários à verificação das condições de simetria, introduziam maior rigidez no edifício que aquela que era realmente existente. Devido a este facto decidiu-se modelar metade da estrutura em vez de um quarto, eliminando desta forma a necessidade de apoios que garantissem as condições de simetria, foi então esta a modelação final utilizada na análise desta direcção do edifício.

De acordo com Rodrigues (2005) no projecto do edifício constavam duas juntas de dilatação, marcadas a vermelho nas figuras 3.4 a 3.6, mas que na inspecção ao local não foram encontradas e por este motivo não foram tidas em conta na modelação do edifício.

Na direcção transversal (direcção Y) foi adoptado uma associação em comboio de três pórticos-tipo (semelhantes ao representado na figura 3.3, sendo que em cada pórtico-tipo, a rigidez e resistência são multiplicadas pelo número de vezes que este se repete na estrutura.

Na modelação do edifício foram adoptadas as características dos materiais, aço e betão, descritas no quadro 3.1 que de acordo com Rodrigues (2005) se ajustam à época de construção e aos dados recolhidos na inspecção ao local.

Quadro 3.1 - Propriedades mecânicas dos materiais para o edifício Infante Santo (adaptado de Rodrigues, 2005)

Betão B25 (equivalente ao C20/25)			
E_{cm} (GPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ct} (MPa)	ϵ_{cm}
29	25	2.2	2.5‰
Aço A40N (equiparado ao A400)			
E_s (GPa)	ϵ_{sy}	f_{yk} (MPa)	ϵ_y
210	1.9‰	400	100‰

E_{cm} é o módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade;

f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

f_{ct} é o valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

ϵ_{cm} é a extensão média do betão à compressão;

E_s é o módulo de elasticidade do aço,

f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado;

ϵ_y é o valor da extensão última do aço das armaduras para betão armado.

Julga-se pertinente referir que para este edifício o valor de f_{cm} adoptado por Rodrigues (2005) não está de acordo com a classe de betão referida.

3.4. EDIFÍCIO NA RUA COSTA CABRAL NO PORTO

3.4.1. DESCRIÇÃO GERAL

Este edifício foi também estudado por outros autores cuja descrição é efectuada com maior detalhe, nomeadamente em Milheiro (2008). Neste ponto pretende-se transmitir as características principais da estrutura quer a nível arquitectónico quer a nível funcional.

O projecto de arquitectura do edifício em questão foi levado a cabo pelo arquitecto Viana de Lima, constituindo um exemplo da arquitectura moderna no Porto. O edifício é constituído por uma cave, rés-do-chão e seis pisos, apresentando uma área de implantação de 37,22x16,35 m² e desenvolvimento em altura de 24,80 metros.

A cave e o rés-do-chão têm dimensões inferiores em planta à dos restantes pisos que ficam em consola para a frente e para o tardo do edifício (facto que pode ser averiguado na figura 3.8). A cave é dedicada a lugares de garagens e arrumos para os moradores. O rés-do-chão serve de entrada para o edifício e aglomera ainda quatro habitações do tipo T3. Desde o primeiro piso até ao quinto existem 2 habitações de tipologia T1, uma T2+1 e duas T3+1. No sexto piso existem apenas dois apartamentos T4+1.

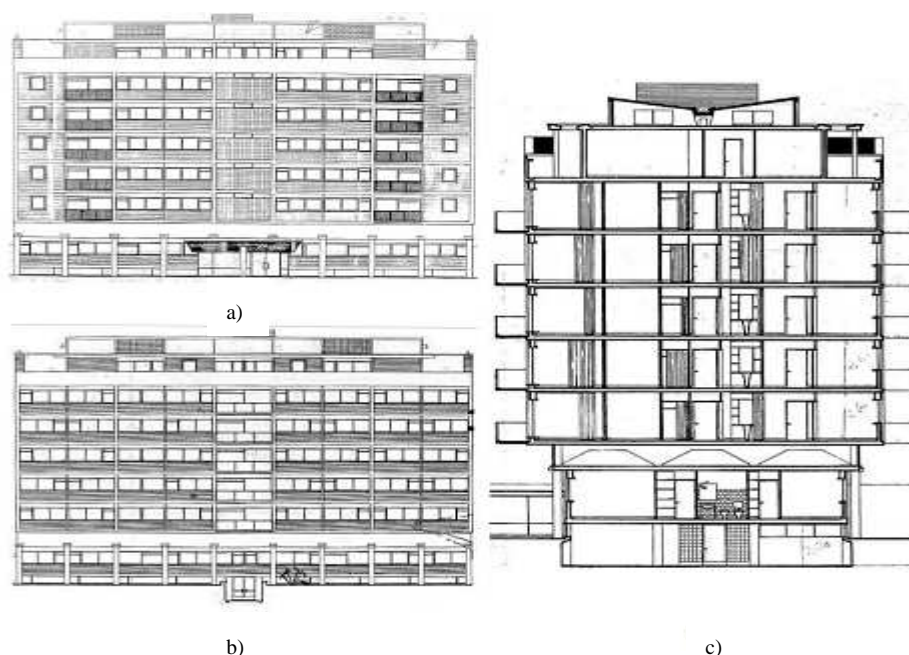


Fig. 3.8 – Vistas do edifício Costa Cabral: a) alçado frontal; b) alçado de tardo; c) corte transversal (adaptado de Milheiro, 2008)

3.4.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

O projecto de estruturas deste edifício foi realizado pelos engenheiros Vercingetorix Abelha e Napoleão Amorim que trabalhavam com arquitecto Viana de Lima desde o início da sua carreira (Silva, 2008).

Na cave, devido ao facto de ser um espaço reservado ao estacionamento de carros, foi necessário garantir uma estrutura porticada regular, o que resultou na adopção de quatro pórticos segundo a maior direcção do edifício cruzados com dez pórticos na outra direcção. Este sistema estrutural foi adoptado também para o rés-do-chão.

Nos restantes pisos para que os pilares não interferissem com as habitações existiu a necessidade de os deslocar.

A separação das duas soluções estruturais faz-se ao nível de um piso técnico situado entre o rés-do-chão e o primeiro piso; a estrutura porticada é constituída por vigas de altura próxima de 1 metro para fazer face aos esforços das lajes superiores em consola bem como dos pilares que não têm continuidade para a fundação (Milheiro, 2008).

As lajes são aligeiradas de betão armado com tijolo nos pavimentos excepto nas varandas e caixa de escadas que são maciças. Nos pisos são armadas na direcção longitudinal, na cave nas duas direcções e no piso técnico na direcção transversal.

De acordo com Milheiro (2008) durante visita de inspecção ao local verificou-se a existência de uma junta de dilatação marcada a vermelho na figura 3.10.

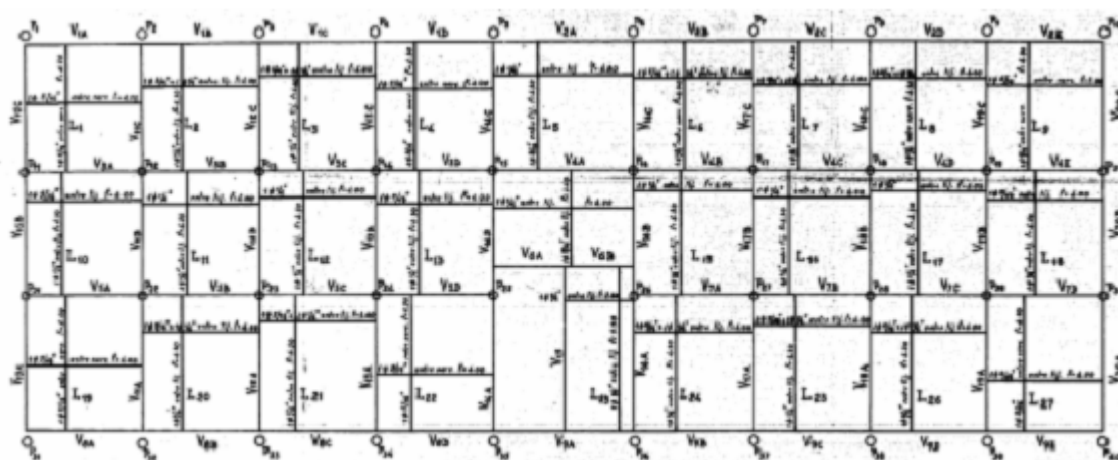


Fig. 3.9 – Planta estrutural do tecto da cave do edifício Costa Cabral (adaptado de Milheiro, 2008)

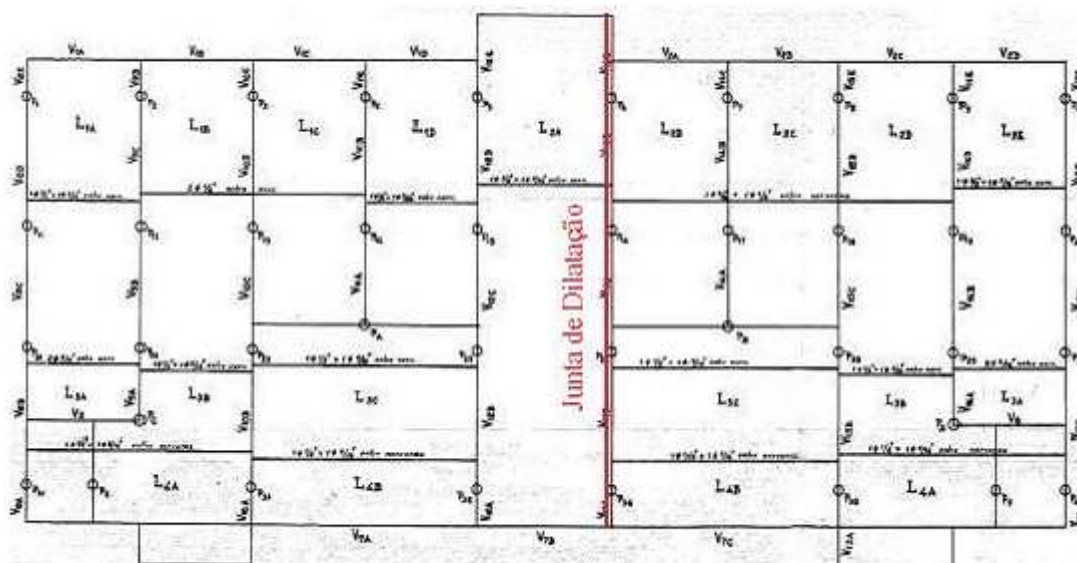


Fig. 3.10 – Planta estrutural do tecto tipo do edifício Costa Cabral (adaptado de Milheiro, 2008)

3.4.3. MODELAÇÃO

No desenvolvimento deste trabalho irá ser usada a modelação do edifício Costa Cabral efectuada por Milheiro (2008) pelo que será apresentada uma breve descrição da modelação efectuada pelo autor.

Como foi referido o programa PORANL permite apenas efectuar análises planas de estruturas porticadas, desta forma foi necessário estudar independentemente o edifício nas direcções duas direcções principais representadas na figura 3.11, resultando desta forma dois modelos independentes um para a direcção longitudinal (X) e outro para a direcção transversal (Y).

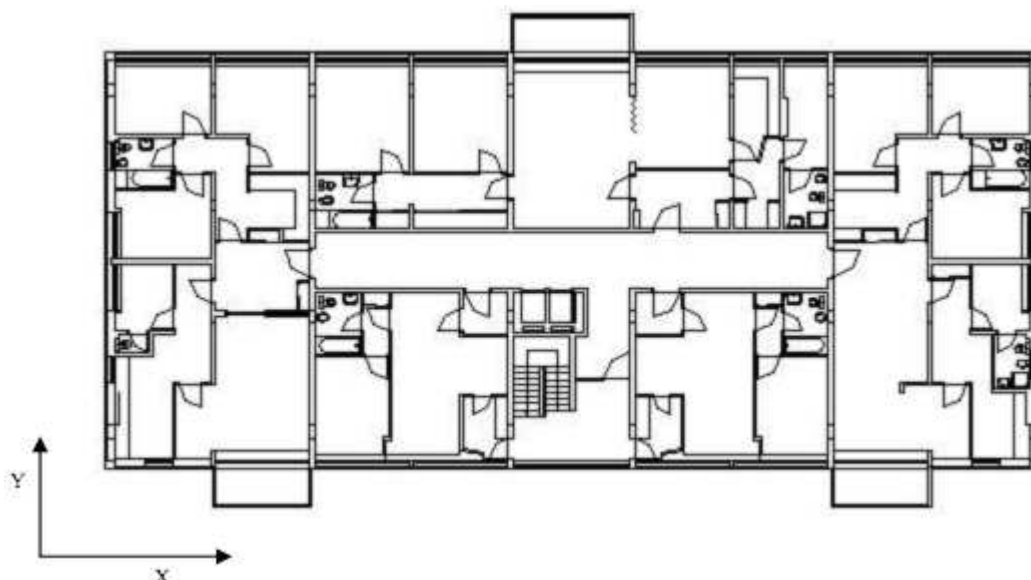


Fig. 3.11 – Definição das direcções em estudo para o edifício Costa Cabral (adaptado de Milheiro, 2008)

A existência da junta de dilatação referida na secção anterior, e acrescentando o facto de se situar aproximadamente com o eixo de simetria da estrutura, faz com que o edifício possa ser tratado como dois blocos distintos nas duas direcções. Desta forma Milheiro (2008) procedeu a modelação de um único bloco.

Durante a visita de inspecção ao local, verificou-se a existência de duas rampas de acesso às garagens nos extremos do edifício que poderiam introduzir travamentos ao nível do piso térreo. Contudo, Milheiro (2008) conclui que na direcção longitudinal as rampas de acesso não introduziam nenhum travamento horizontal ao edifício. Na direcção transversal, pelo contrário, as rampas introduziam um impedimento parcial.

De forma a considerar o travamento parcial introduzido na direcção transversal o autor optou por colocar apoios horizontais ao nível do piso térreo. No decorrer do presente trabalho estes apoios foram retirados de forma a permitir a realização da análise com o método “pushover” adaptativo, sendo substituídos por bielas que ligam todos os “pilotis” e ligadas ao exterior por um encastramento.

Para esta direcção verificou-se ainda que Milheiro (2008) na sua modelação não ligou os pórticos interiores aos “pilotis” entre si, não garantindo a compatibilização de deslocamentos destes pórticos ao nível do tecto da cave. Procedeu-se então à alteração do modelo, colocando bielas a ligar os pórticos interiores ao nível do tecto da cave.

Na direcção longitudinal a laje junto à junta de dilatação no modelo efectuado por Milheiro (2008) apoiava-se em apoios simples verticais, simulando o apoio dos pilares. No entanto, a aplicação método “pushover” não era viável com a utilização destes apoios, procedeu-se então à substituição desses apoios por bielas verticais axialmente indeformáveis e de rigidez à flexão desprezável.

Pode ser visto na figura 3.12 o modelo utilizado na direcção longitudinal no decorrer do presente trabalho. Na direcção transversal optou-se por mostrar o modelo utilizado por Milheiro (2008) pois as bielas que foram introduzidas não permitiam uma leitura fácil do tipo de modelo utilizado.

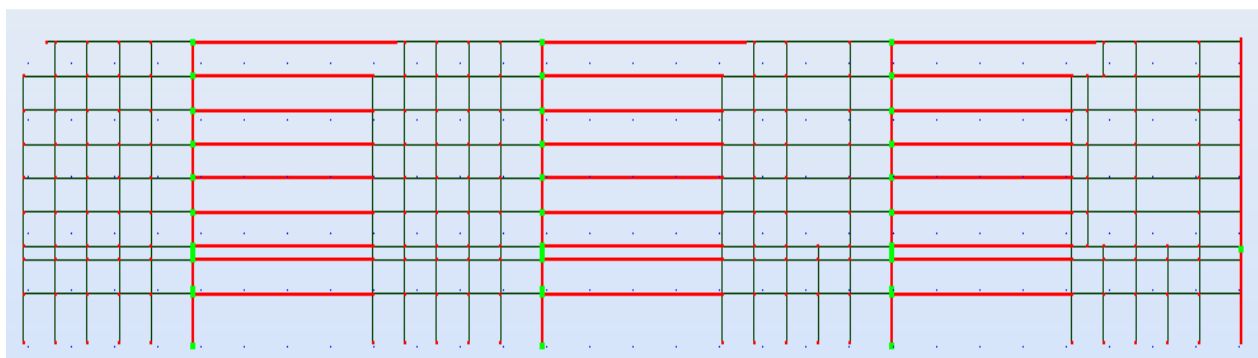


Fig. 3.12 – Representação do modelo utilizado segundo a direcção X, em que as barras vermelhas representam as bielas colocadas no modelo

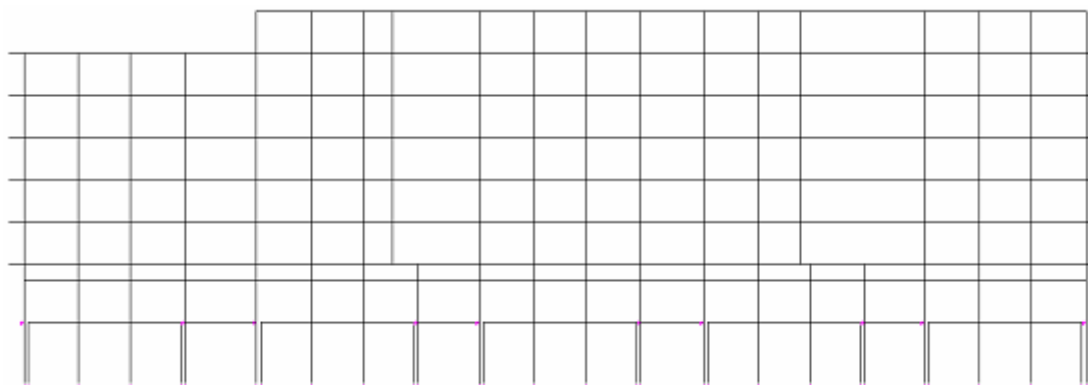


Fig. 3.13 – Representação do modelo segundo a direcção Y (adaptado de Milheiro, 2008)

Julga-se pertinente referir que o esquema de modelação apresentado é semelhante ao efectuado por Silva (2008) que difere do apresentado pela não consideração da junta de dilatação e pelo facto de ter sido considerados travamentos ao nível do piso térreo nas duas direcções.

Ao nível dos materiais estruturais Milheiro (2008) pela inspecção ao local e análise das peças desenhadas e escritas do projecto do edifício, concluiu que os materiais presentes no quadro 3.2 garantem uma representação adequada dos materiais existentes na estrutura.

Quadro 3.2 – Características dos materiais do edifício Costa Cabral (adaptado de Milheiro, 2008)

Betão C16/20	
E_c (GPa)	29
f_{ck} (MPa)	16
f_{ctm} (MPa)	1,9
Aço A235NL	
E_s (GPa)	200
f_{sy} (MPa)	235
ϵ_{sy} (‰)	1,27

3.5. EDIFÍCIO PARNASO

3.5.1. DESCRIÇÃO GERAL

Tal como nos outros casos de estudo o Edifício Parnaso foi construído no decurso da década de 50, situando-se próximo da Rotunda da Boavista no Porto. Este é constituído por três blocos disposto em U em torno de um pátio central. Cada um dos três blocos tem uma funcionalidade diferente, sendo um dedicado à habitação (bloco em estudo), outro com ocupação mista de habitações unifamiliares e comércio; por fim o terceiro bloco é ocupado por uma escola de ballet.

O bloco destinado à habitação, caso em estudo, é designado no decorrer deste trabalho como sendo o edifício Parnaso.

O edifício Parnaso é da autoria do Arquitecto José Carlos Loureiro, apresentando uma área de implantação de 26,20x9,90 m² e uma altura de 18 metros correspondente a seis pisos. Na figura 3.14 são mostrados três vistas do edifício em causa.

A tipologia das habitações no interior do edifício varia em altura. No primeiro piso existe uma casa do guarda com tipologia T1, espaço de lazer dedicado às crianças e um espaço de arrumos para os inquilinos. Do 2º ao 4º piso o espaço é ocupado por duas habitações do tipo T2 e uma do tipo T3.

Os pisos mais elevados (5º e 6º) são para uso privado dos proprietários do edifício, sendo uma única habitação do tipo duplex.

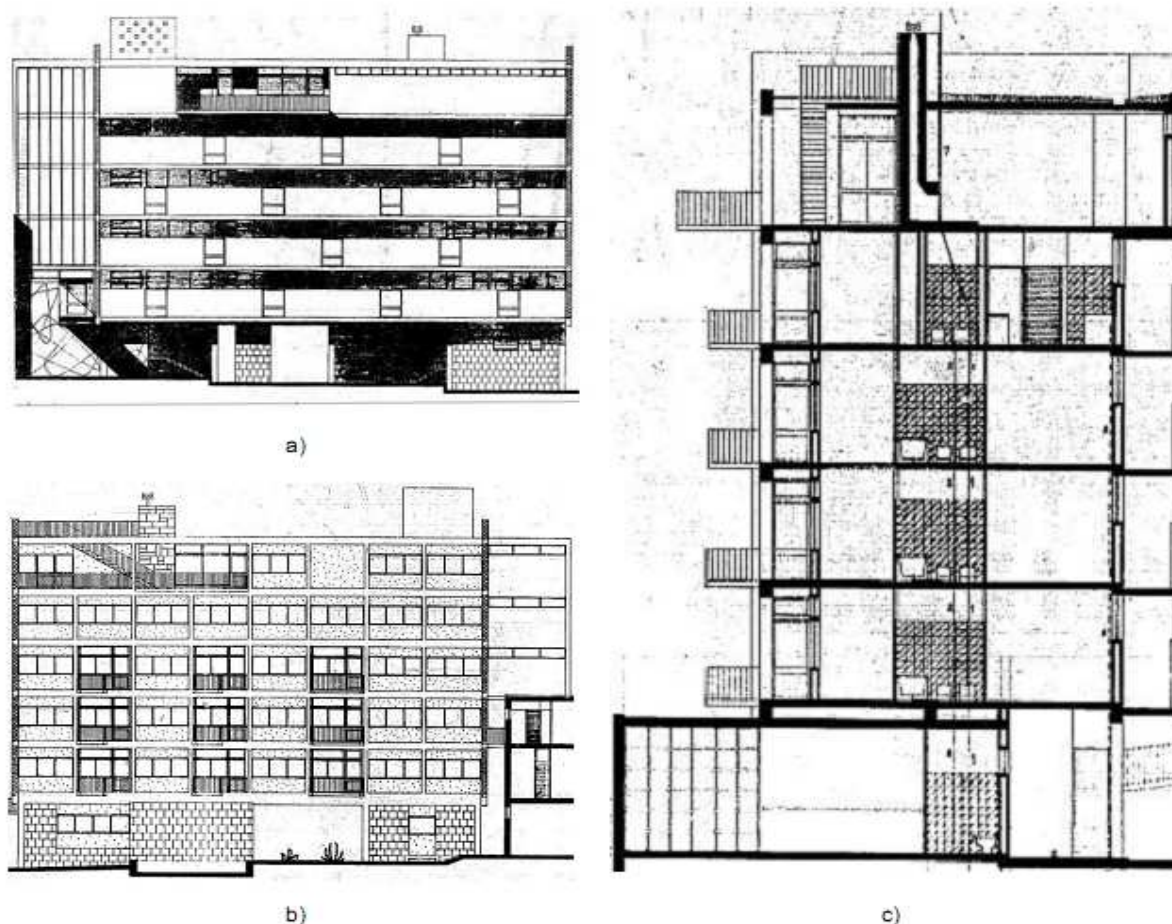


Fig. 3.14 – Edifício Parnaso: a) alçado frontal; b) alçado de tardo; c) corte transversal (adaptado de Milheiro, 2008)

3.5.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

A realização do projecto de estruturas foi da responsabilidade do engenheiro Alcino José Salvador Paixão. O edifício em questão foi dotado de três pórticos longitudinais de betão armado com afastamento de 4,00 e 4,40 metros e um prolongamento em consola de 1,40 metros, destinado à galeria de circulação (Milheiro, 2008). A disposição dos pórticos em planta pode ser observada na figura 3.15.

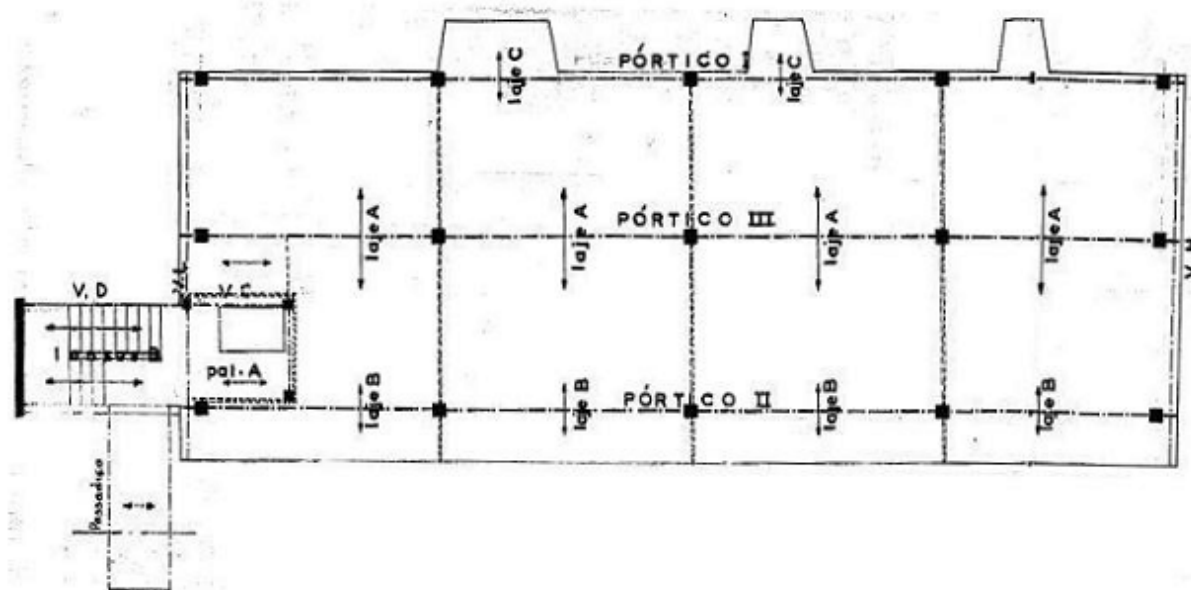


Fig. 3.15 – Disposição em planta dos pórticos ao nível do piso 1 (adaptado de Milheiro, 2008)

Os pórticos II e III da figura 3.15 têm os mesmos vãos em todos os pisos, enquanto no pórtico I a partir do segundo piso inclusive, os vãos são encurtados para metade pelo aparecimento de pilares intermédios. Os vãos dos pórticos e o pé-direito de cada andar estão representados na figura 3.16.

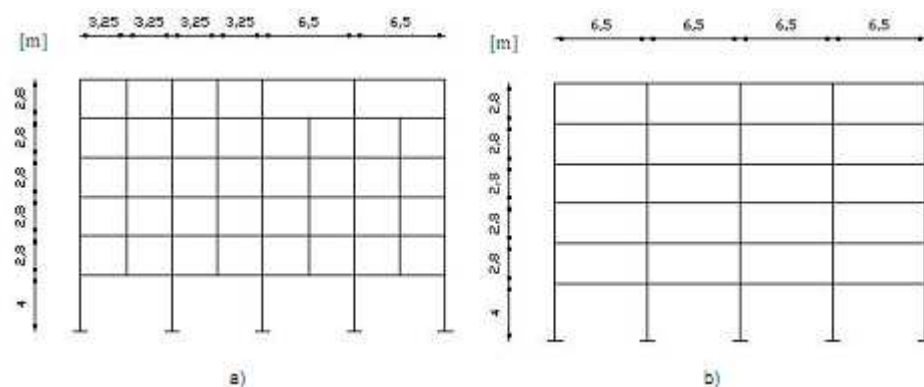


Fig. 3.16 – Pórticos longitudinais: a) pórtico I; b) pórticos II e III; (adaptado de Milheiro, 2008)

As lajes do edifício são aligeiradas com 0,17 metros de espessura armadas transversalmente nas zonas interiores dos pisos e maciça com 0,14 metros de espessura nas zonas em consola.

O acesso vertical é garantido por meio de um bloco individual exterior ao edifício, através de um elevador e de uma caixa de escadas cuja parede é em betão armado, desenvolvendo-se em toda a altura do edifício. Nesta parede são encastradas as lajes das escadas, estando o travamento assegurado por vigas existentes ao nível dos pisos; os patamares são independentes do resto do edifício, separados por uma junta por razões de isolamento acústico (Milheiro, 2008)

3.5.3. MODELAÇÃO

O edifício Parnaso foi modelado de raiz por Milheiro (2008) e tal como os outros casos de estudo foram considerados dois modelos independentes na direcção longitudinal (X) e transversal (Y), representadas na figura 3.17.

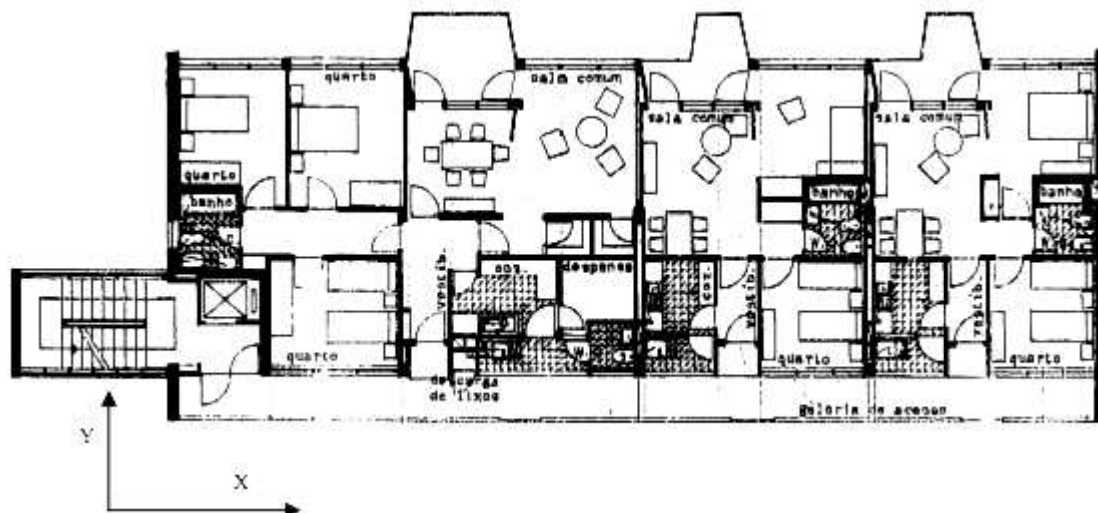


Fig. 3.17 – Definição das direcções em estudo par o edifício Parnaso (adaptado de Milheiro, 2008)

De acordo com o autor da modelação o ponto mais sensível da modelação consistia na implementação ou não no modelo da caixa de escadas e da sua parede em betão armado na modelação. A visita ao local revelou que a junta existente nesta zona percorre o patamar de cada piso na direcção Y. No entanto, a junta não se prolonga para as vigas longitudinais D e D', como se pode ver na figura 3.18.

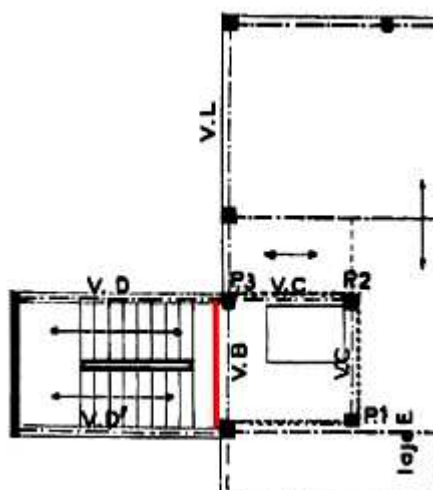


Fig. 3.18 - Pormenor da caixa de escadas e da estrutura principal adjacente (adptado de Milheiro, 2008)

Pela análise dos dados recolhidos no local, nomeadamente a frequência da estrutura obtida por meio de medição experimental, observa-se que a contribuição do conjunto da caixa de escadas mais parede de betão armado é desprezável, na direcção X.

No que diz respeito à direcção transversal (Y), Milheiro (2008) detectou que as vigas da caixa de escadas tinham um funcionamento independente dos pilares adjacentes no edifício. Esta constatação

efectuada pelo autor aliada ao facto de existir a junta, levou a conclusão de que a caixa de escadas e o edifício na direcção transversal têm comportamentos independentes.

Ainda durante a visita de inspecção ao local, foi constatada a existência de uma junta de dilatação na cobertura, referida em projecto, que não se repete em mais nenhum piso. Ao nível dos restantes pisos foram encontradas apenas juntas de dilatação transversais nas consolas, colocadas em posições diferentes em cada piso, a fim de reduzir os esforços longitudinais nas lajes.

Os modelos obtidos por Milheiro (2008) estão representados nas figuras 3.19 e 3.20, onde as bielas que ligam os vários pórticos encontram-se destacadas em cor vermelha.

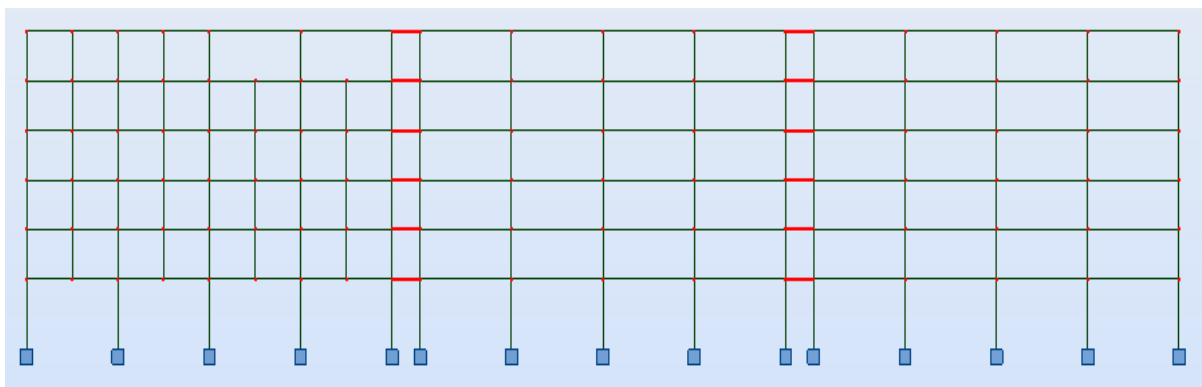


Fig. 3.19 - Modelo do edifício Parnaso na direcção X (adaptado de Milheiro, 2008)

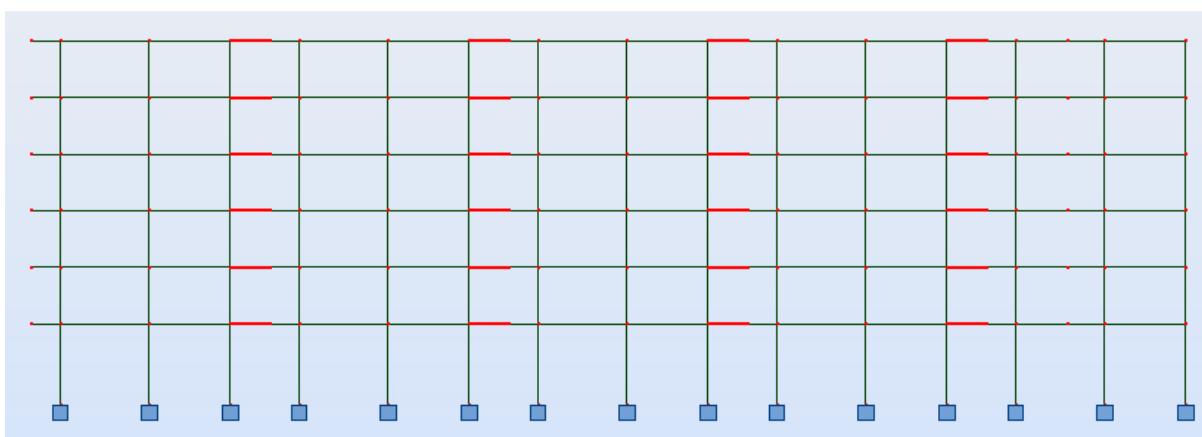


Fig. 3.20 - Modelo do edifício Parnaso na direcção Y (adaptado de Milheiro, 2008)

Neste edifício foram definidos como materiais presentes na estrutura os presentes no quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Características dos materiais utilizados no edifício Parnaso (adaptado de Milheiro, 2008)

Betão C16/20	
E_c (GPa)	29
f_{ck} (MPa)	16
f_{ctm} (MPa)	1,9
Aço A235NL	
E_s (GPa)	200
f_{sy} (MPa)	235
ϵ_{sy} (‰)	1,27

3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo foram apresentados brevemente os edifícios e a respectiva modelação utilizada ao longo do desenvolvimento do trabalho.

Os edifícios foram projectados e construídos antes da existência de regulamentos específicos da acção sísmica, desta forma sendo projectados para fazer face as acções verticais descurando as acções horizontais, mais particularmente as acções sísmicas.

De acordo com Milheiro (2008) se por um lado os edifícios Costa Cabral e Infante Santo não apresentam nenhum núcleo resistente, o edifício Parnaso possui um que no entanto, se encontra excêntrico e desligado do edifício pela junta existente, não contribuindo portanto para a rigidez do edifício.

Relativamente ao edifício Infante Santo devido ao facto de o piso térreo ser um piso vazado existe uma grande probabilidade de esta ser susceptível de exibir um comportamento de “soft-storey”, tal como mostra Milheiro (2008).

As modelações apresentadas para os casos de estudo foram calibradas pelos autores através de medições *in situ* admitindo-se desta forma que os edifícios se encontram modelados de forma a representar adequadamente o comportamento real dos edifícios, existindo sempre porém a lacuna de não poderem ser tidos em conta na análise quaisquer fenómenos de torção que eventualmente existam durante a resposta das estruturas.

4

ANÁLISES ESTÁTICAS E DINÂMICAS

4.1. INTRODUÇÃO

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos nas análises efectuadas aos casos de estudo e pretende-se obter conclusões relativas à utilização dos métodos “pushover” adaptativos e convencionais.

A cada caso de estudo foram efectuadas cinco análises não-lineares, três estáticas e duas dinâmicas. Dentro das análises estáticas foram utilizados o método “pushover” convencional com dois perfis de forças em altura diferentes, distribuição constante (uniforme em altura) e uma distribuição proporcional ao primeiro modo de vibração, e o método “pushover” adaptativo. As análises dinâmicas foram efectuadas utilizando dez séries de sismos por acção sísmica, tipo I (afastada) e tipo II (próxima), gerados para a zona onde se insere cada caso de estudo.

Os resultados sob análise nesta secção são os evidenciados nos seguintes pontos:

- Curvas de capacidade;
- Pontos de desempenho obtidos pela aplicação dos métodos CSM e N2;
- Perfis de “drift”, corte e deslocamentos por piso.

Na secção 2.3.3.1. é referido que o método “pushover” adaptativo pode estar associado ao factor de amplificação espectral que de acordo com Antoniou e Pinho, 2004, faz com que sejam considerados na análise o efeito que a frequência de um determinado espectro pode ter na resposta de uma estrutura. No entanto, no decorrer das análises apresentadas no corpo da presente secção o factor de amplificação espectral não foi considerado.

4.2. ESPECTROS DE RESPOSTA E ANÁLISE DINÂMICA

4.2.1. ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA

Os edifícios em análise no presente trabalho estão inseridos em duas zonas distintas do país, Porto e Lisboa, com características sísmicas diferentes.

A determinação dos pontos de desempenho para cada caso de estudo exige a obtenção dos espectros de resposta para a zona onde se insere o edifício e em correspondência com a acção sísmica do tipo I (afastada) ou tipo II (próxima).

Na definição dos espectros de resposta elástica regulamentares recorreu-se ao Eurocódigo 8 (EC8) conjuntamente com o anexo nacional. Na secção 3.2.2.2 do EC8, estão presentes as expressões necessárias à obtenção dos espectros de resposta, sendo necessário retirar do anexo nacional os parâmetros correspondentes à zona sísmica a considerar. Apresentam-se nos quadros 4.1 e 4.2 os parâmetros para cada zona sísmica onde se inserem os casos de estudo.

Quadro 4.1 – Parâmetros necessários à definição dos espectros de resposta elástica para o Porto

Tipo de terreno	B	
Acção sísmica	Tipo I - afastada	Tipo II – próxima
Zona sísmica	1.6	2.5
a_g (m/s ²)	0.35	0.8
S	1.35	1.35
T _b (s)	0.1	0.1
T _c (s)	0.6	0.25
T _d (s)	2.0	2.0

Quadro 4.2 - Parâmetros necessários à definição dos espectros de resposta elástica para Lisboa

Tipo de terreno	B	
Acção sísmica	Tipo I - afastada	Tipo II – próxima
Zona sísmica	1.3	2.3
a_g (m/s ²)	1.5	1.7
S	1.29	1.27
T _b (s)	0.1	0.1
T _c (s)	0.6	0.25
T _d (s)	2.0	2.0

A figura 4.1 mostra a forma genérica do espectro de resposta elástica obtida segundo o EC8.

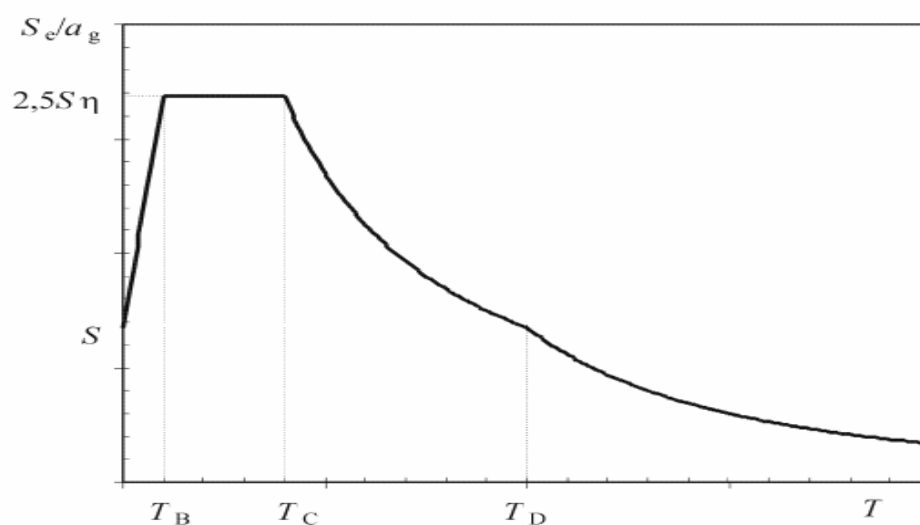


Fig. 4.1 – Forma do espectro de resposta elástica (adaptado do EC8)

4.2.2. ANÁLISE DINÂMICA

Para a análise dinâmica foram utilizados dez sismos distintos gerados para cada zona sísmica e para cada acção sísmica tipo I (afastada) e tipo II (próxima), utilizando o programa SIMQKE, Vanmarke *et al*, 1976. Os sismos assim gerados estão em correspondência com os correspondentes espectros previstos do EC8.

As análises dinâmicas não-lineares efectuadas têm por base o método de integração de Newmark cujos parâmetros de integração α e δ assumiram respectivamente os valores de $\frac{1}{2}$ e $\frac{1}{4}$.

Neste trabalho foi utilizada a matriz de amortecimento de Rayleigh calculada para que em cada caso de estudo o amortecimento fosse de 2%. A matriz de amortecimento de Rayleigh pode ser obtida recorrendo às expressões 4.1 e 4.2.

$$\underline{C} = \beta_M \underline{M} + \beta_K \underline{K} \quad (4.1)$$

$$\begin{bmatrix} \beta_M \\ \beta_K \end{bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -1/\omega_n & 1/\omega_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

em que:

\underline{M} e \underline{K} são, respectivamente a matriz de massa e de rigidez;

ω_m e ω_n representam duas frequências de vibração em radianos por segundo, geralmente a primeira e a segunda frequência;

β_M e β_K são, respectivamente, os parâmetros de proporcionalidade da matriz de massa e de rigidez;

ξ_m e ξ_n são os coeficientes de amortecimento para o modo m e n.

4.3. METODOLOGIA

Para obter o primeiro modo de vibração do edifício em análise recorreu-se a uma análise modal permitida pelo programa PORANL, Varum, 1995.

O primeiro passo consistiu na obtenção das curvas de capacidade para cada método “pushover” e dos valores de deslocamento médio do piso de controlo e de corte basal médio obtidos pelas análises dinâmicas, para vários sismos.

A partir das curvas de capacidade pode calcular-se os pontos de desempenho pelos métodos CSM e N2. Desta forma pode comparar-se os valores obtidos nas análises dinâmicas com o deslocamento expectável das análises estáticas.

Uma vez obtidos os pontos de desempenho, procurou-se obter os perfis de deslocamentos, “drift” e corte por piso para esses pontos. Nas curvas de capacidade procurou-se o “step” para o qual se registavam esses deslocamentos. Se não houvesse um ponto suficientemente próximo, utilizavam-se o valor imediatamente menor e maior, interpolando-se para o deslocamento pretendido.

Em seguida, estabeleceram-se relações entre os valores obtidos nas análises estáticas com os valores obtidos nas análises dinâmicas para uma melhor compreensão das variações das análises estáticas em relação às análises dinâmicas.

4.4. EDIFÍCIO PARNASO

4.4.1. ANÁLISE MODAL

Neste ponto são apresentados os valores necessários à aplicação dos métodos “pushover” bem como dos métodos de determinação dos pontos de desempenho. Representam-se ainda os parâmetros β_M e β_k , para definição da matriz de amortecimento de Rayleigh.

Os valores retirados da análise modal em cada direcção estão sumarizados no quadro 4.3, em que α_1 representa a percentagem de massa modal efectiva para o primeiro modo.

Quadro 4.3 - Resultados da análise modal efectuada ao edifício Parnaso

	Direcção longitudinal		Direcção transversal
1ª Frequência	0.933 Hz		0.68 Hz
1º Modo (vector de norma unitária)	6º piso	0.565	0.571
	5º piso	0.523	0.528
	4º piso	0.454	0.454
	3º piso	0.358	0.352
	2º piso	0.241	0.229
	1º piso	0.122	0.112
Factor de participação modal	1.271		1.293
α_1	85.7		83.4
Massa total	910 t		
β_M	0.176		0.129
β_k	$1.69 \cdot 10^{-3}$		$2.268 \cdot 10^{-3}$

4.4.2. CURVAS DE CAPACIDADE

Após a realização das análises estáticas foram obtidas três curvas de capacidade para cada direcção.

Nas figuras 4.2 e 4.3 estão representadas respectivamente as curvas de capacidade na direcção longitudinal e na direcção transversal. Sobre as curvas de capacidade estão presentes os pontos obtidos nas análises dinâmicas efectuada para acção tipo I (afastada) e tipo II (próxima) e pontos resultantes de análises dinâmicas complementares obtidas pela aplicação de factores de escala aos sismos regulamentares, a fim de permitir uma melhor avaliação das curvas de capacidade obtidas.

Pela observação dos pontos colocados sobre as curvas de capacidade é notório que as curvas obtidas pelos métodos “pushover” convencionais assumem uma forma mais próxima dos pontos das análises dinâmicas.

As curvas de capacidade permitem ainda retirar conclusões em relação ao edifício em si. Pela observação das figuras torna-se claro que o edifício tem maior rigidez na direcção longitudinal do que

na direcção transversal, o que se percebe pela maior mobilização do corte basal na direcção longitudinal.

Um aspecto merecedor de atenção é o facto de se notar que em ambas as direcções a curva resultante do método “pushover” adaptativo mobiliza maior corte basal, diferença que é mais expressiva na direcção transversal.

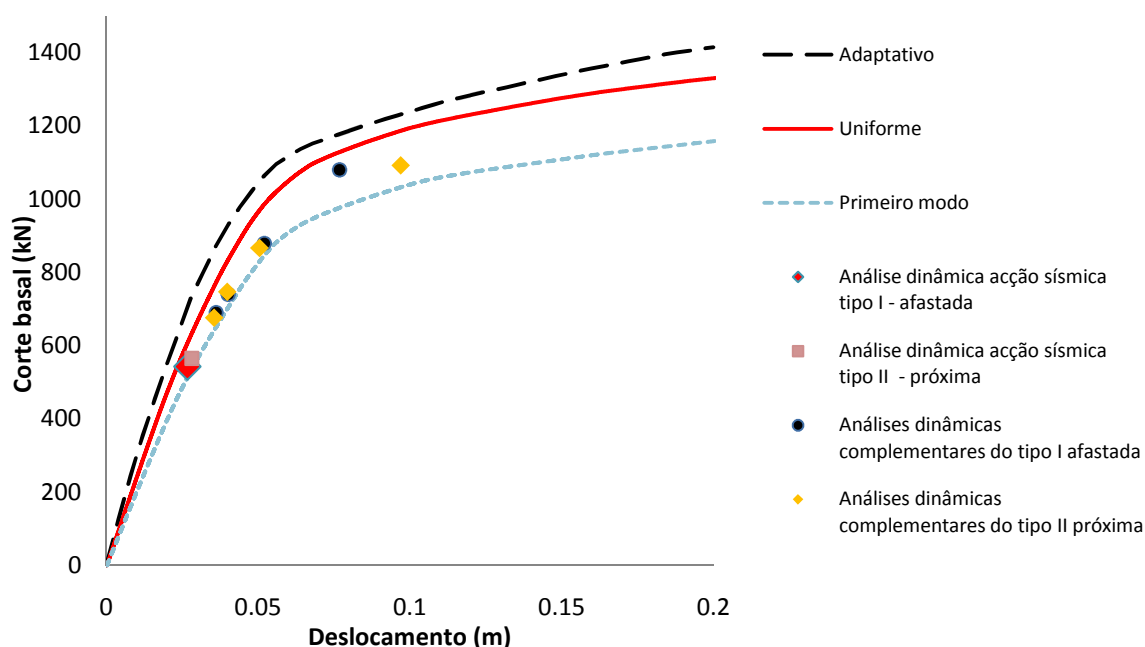


Fig. 4.2 - Curvas de capacidade na direcção longitudinal – Edifício Parnaso

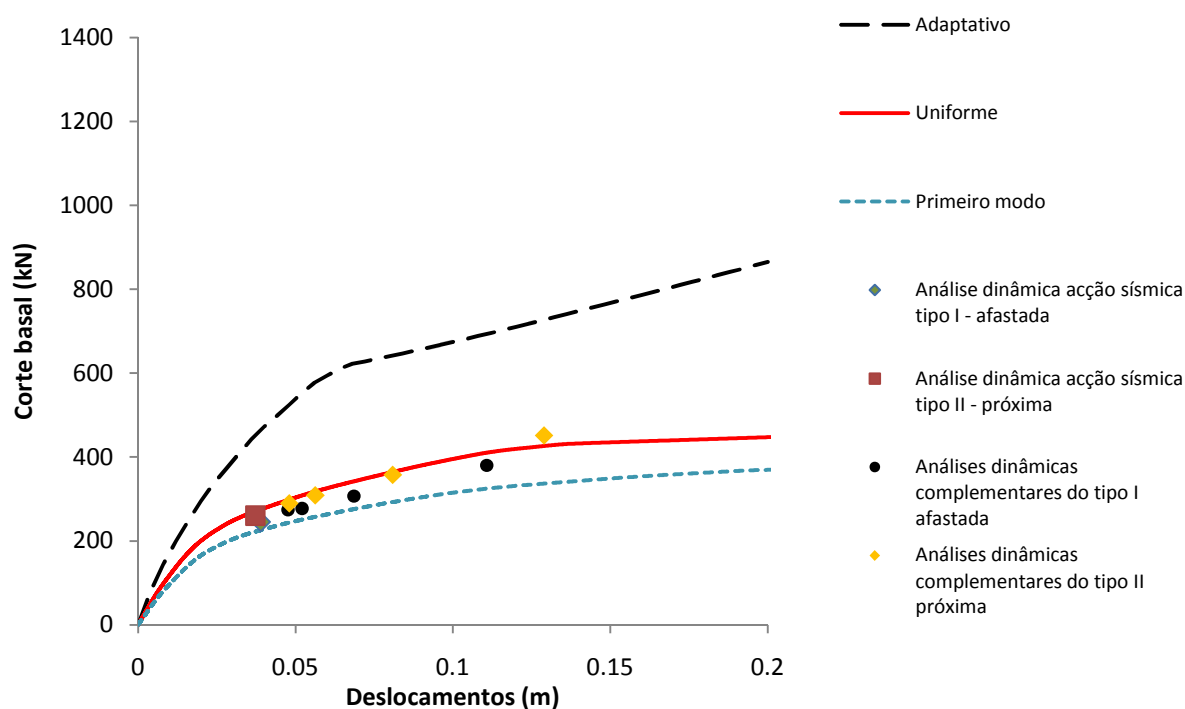


Fig. 4.3 - Curvas de capacidade na direcção transversal - Edifício Parnaso

4.4.3. PONTOS DE DESEMPENHO

Para melhor entender a influência do método adoptado na determinação dos pontos de desempenho, na avaliação dos métodos “pushover” em questão, determinaram-se os pontos de desempenho recorrendo aos métodos CSM e N2. Esta abordagem inclui assim a proposta contida no EC8, aplicação de “pushover” convencional e método N2, e abordagens alternativas que permitem tecer algumas considerações acerca da metodologia do regulamento, e a interferência dos métodos de determinação do ponto de desempenho na comparação dos métodos “pushover”.

No quadro 4.4 estão contidos todos os pontos de desempenho obtidos por combinação das curvas de capacidade e os métodos de obtenção dos pontos de desempenho, para as acções sísmicas do tipo I (afastada) e tipo II (próxima), para as duas direcções. No quadro 4.5 estão presentes os deslocamentos para o piso de controlo obtidos nas análises dinâmicas para as acções sísmicas referidas.

Quadro 4.4 - Pontos de desempenho (em metros) para as duas direcções do edifício Parnaso

Direcção	Análise	Acção sísmica tipo I		Acção sísmica tipo II	
	“pushover”	CSM	N2	CSM	N2
Longitudinal	Adaptativo	0.021	0.028	0.020	0.026
	Uniforme	0.024	0.045	0.023	0.043
	Primeiro modo	0.026	0.045	0.024	0.043
Transversal	Adaptativo	0.027	0.040	0.025	0.039
	Uniforme	0.032	0.045	0.030	0.043
	Primeiro modo	0.036	0.045	0.034	0.043

Quadro 4.5 - Deslocamento do piso de controlo (em metros) obtido nas análises dinâmicas para as acções sísmicas tipo I (afastada) e tipo II (próxima) para o edifício Parnaso

Direcção	Acção sísmica tipo I	Acção sísmica tipo II
Longitudinal	0.03	0.028
Transversal	0.038	0.037

Nas figuras 4.4 e 4.5, estão representados os desvios das várias combinações de métodos “pushover” associados aos métodos de obtenção do ponto de desempenho relativamente aos valores de deslocamento do piso de controlo resultantes das análises dinâmicas.

Verifica-se que, de uma forma geral, os pontos de desempenho obtidos pela utilização do método CSM levam à subestimação dos valores de deslocamentos expectáveis no piso de controlo (último piso) e o método N2 a uma sobrevalorização. O método “pushover” adaptativo em conjunto com o método N2 é o que apresenta menor desvio em relação ao deslocamento obtido na análise dinâmica, traduzindo-se por um desvio máximo de -6.8% na direcção longitudinal e de 3.8% na direcção transversal. Este mesmo método usado em simultâneo com o método CSM, apresenta os resultados com o maior erro de estimativa do deslocamento no piso de controlo, levando a uma subestimação na ordem dos 30%.

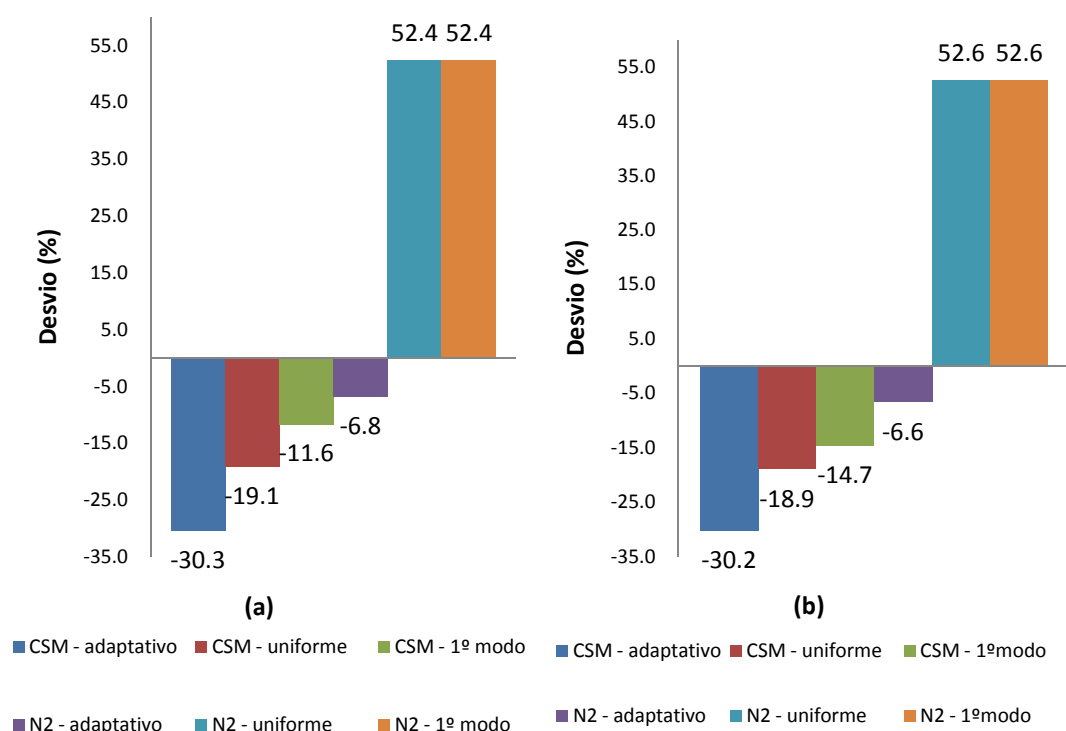


Fig. 4.4 - Percentagem de desvio do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas não-lineares em relação às análises dinâmicas não-lineares, na direcção longitudinal: (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Parnaso

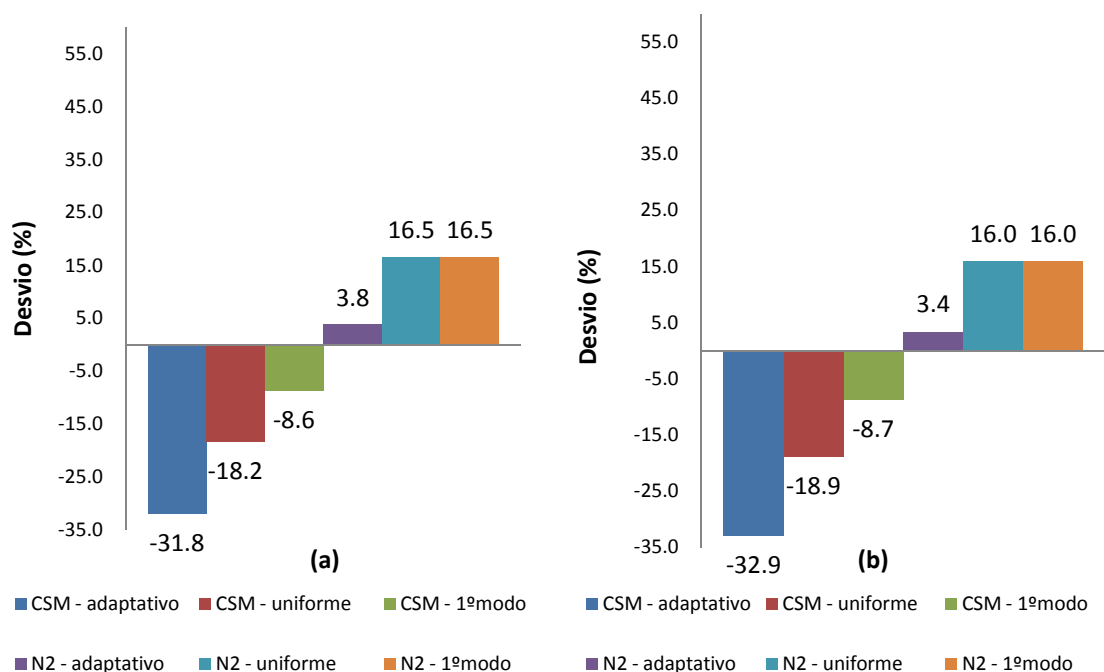


Fig. 4.5 – Percentagem de desvio do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas não-lineares em relação às análises dinâmicas não-lineares, na direcção transversal: (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Parnaso

O método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo de vibração estima com menor desvio o deslocamento expectável quando se utiliza o método CSM, embora com valores inferiores ao da análise dinâmica.

No que diz respeito ao método “pushover” convencional com perfil de forças uniforme, este apresenta na direcção longitudinal uma melhor aproximação aos valores obtidos na análise dinâmica aquando da aplicação do método CSM e na direcção transversal com a utilização do método N2

4.4.4. PERFIS DE DESLOCAMENTOS E “DRIFT”

Os pontos de desempenho fornecem os valores de deslocamentos esperados para o piso de controlo mas é necessário obter as exigências de deslocamento e deformação para cada piso.

Nas figuras 4.6 e 4.7 estão representados os perfis de deslocamento para cada direcção para as várias combinações de métodos “pushover” e métodos de obtenção do ponto de desempenho. Pela observação dos perfis presentes na direcção longitudinal a aplicação do método CSM aos métodos “pushover” resultam num perfil mais próximo daquele obtido nas análises dinâmicas.

Na direcção transversal os métodos “pushover” convencionais combinados com o método CSM apresentam uma aproximação melhor à forma do perfil da análise dinâmica. Nesta direcção o método “pushover” adaptativo afasta-se do perfil de deslocamentos obtidos na análise dinâmica, verificando-se um desfaseamento importante dos deslocamentos a partir do segundo piso quando combinado com o método CSM.

Para melhor compreender as exigências de deformação nas diferentes análises e como são mobilizadas ao nível de cada piso, apresentam-se nas figuras 4.8(a) e (c) e 4.9(a) e (c) os perfis de “drift” obtidos na análise dinâmica em correspondência com o máximo deslocamento no piso de controlo (designado na figura com análise dinâmica), representam-se sobre as mesmas figuras a envolvente dos valores de “drift” que representa o “drift” máximo para cada piso obtido na análise dinâmica.

Na figura 4.8 pode verificar-se que na direcção longitudinal os métodos de análises estática não-lineares levam a uma subestimação importante dos valores de “drift” atingindo o método “pushover” adaptativo uma subvalorização máxima de 77% ao nível do quarto piso, quando aplicado conjuntamente com o método CSM, e de 70% ao nível do terceiro piso associado ao método N2; o “drift” máximo obtido na análise dinâmica foi atingido para acção sísmica do tipo I (afastada) com o valor de 0.218%.

Na direcção transversal, figura 4.9, pode observar-se que é exigida maior capacidade de deformação no segundo, terceiro e quarto pisos. Nesta direcção é espectável que aconteça um “drift” entre pisos máximo de 0.337%, para acção sísmica do tipo I (afastada).

Observando a figura 4.9 é perceptível de que a combinação dos métodos “pushover” convencionais com o método CSM se traduz num melhor ajuste aos resultados da análise dinâmica por defeito e se for associado ao método N2 os valores são avaliados por excesso. O método “pushover” adaptativo quando associado ao método CSM conduz a uma sobrevalorização ao nível do primeiro piso e nos restantes a uma subvalorização dos valores de “drift”, enquanto se este estiver associado ao método N2 o valor de sobreestimação dos valores de “drift” são ampliados ao nível do primeiro piso, no entanto, promove um melhor ajuste nos restantes pisos.

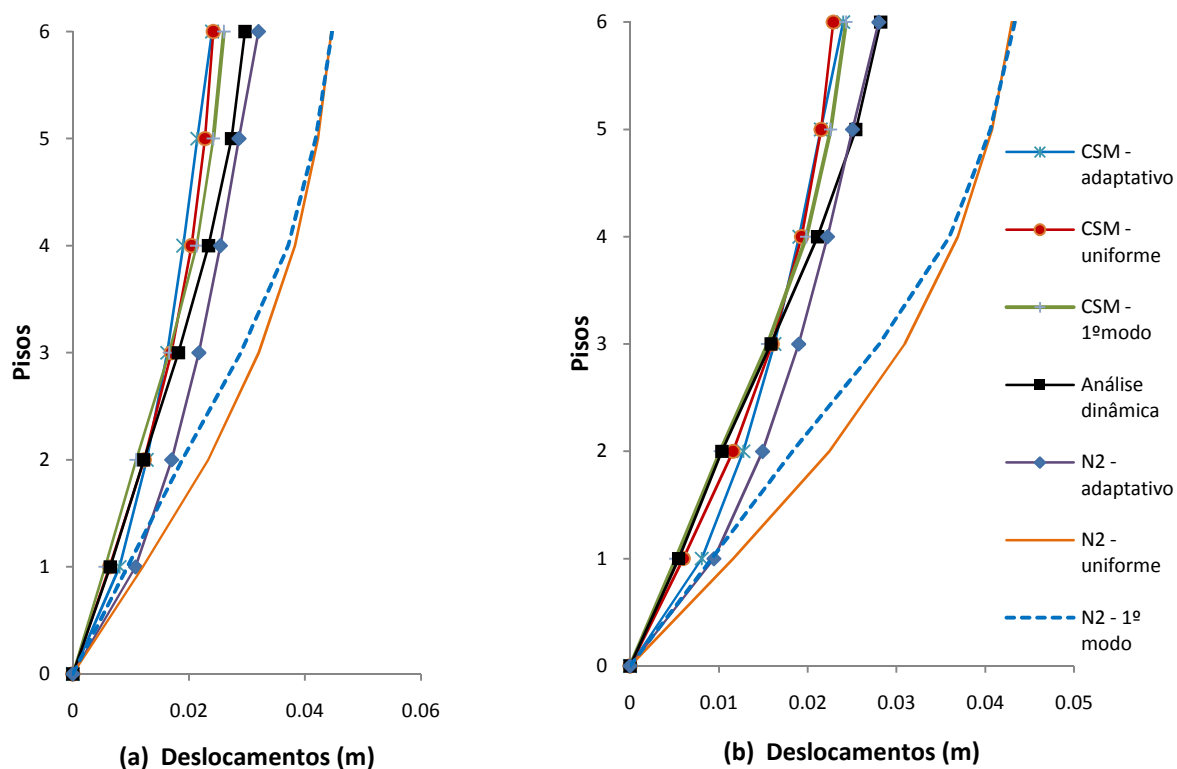


Fig. 4.6 – Perfis de deslocamento na direcção longitudinal: (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Parnaso

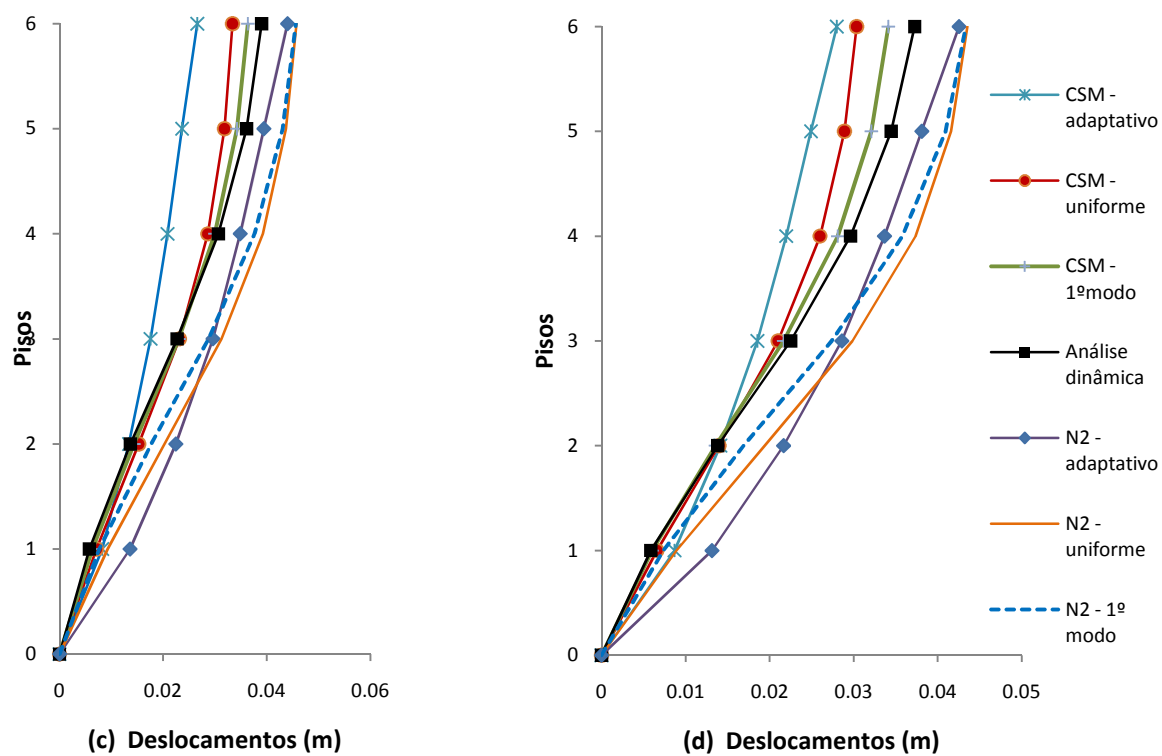


Fig. 4.7 - Perfil de deslocamento na direcção transversal: (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Parnaso

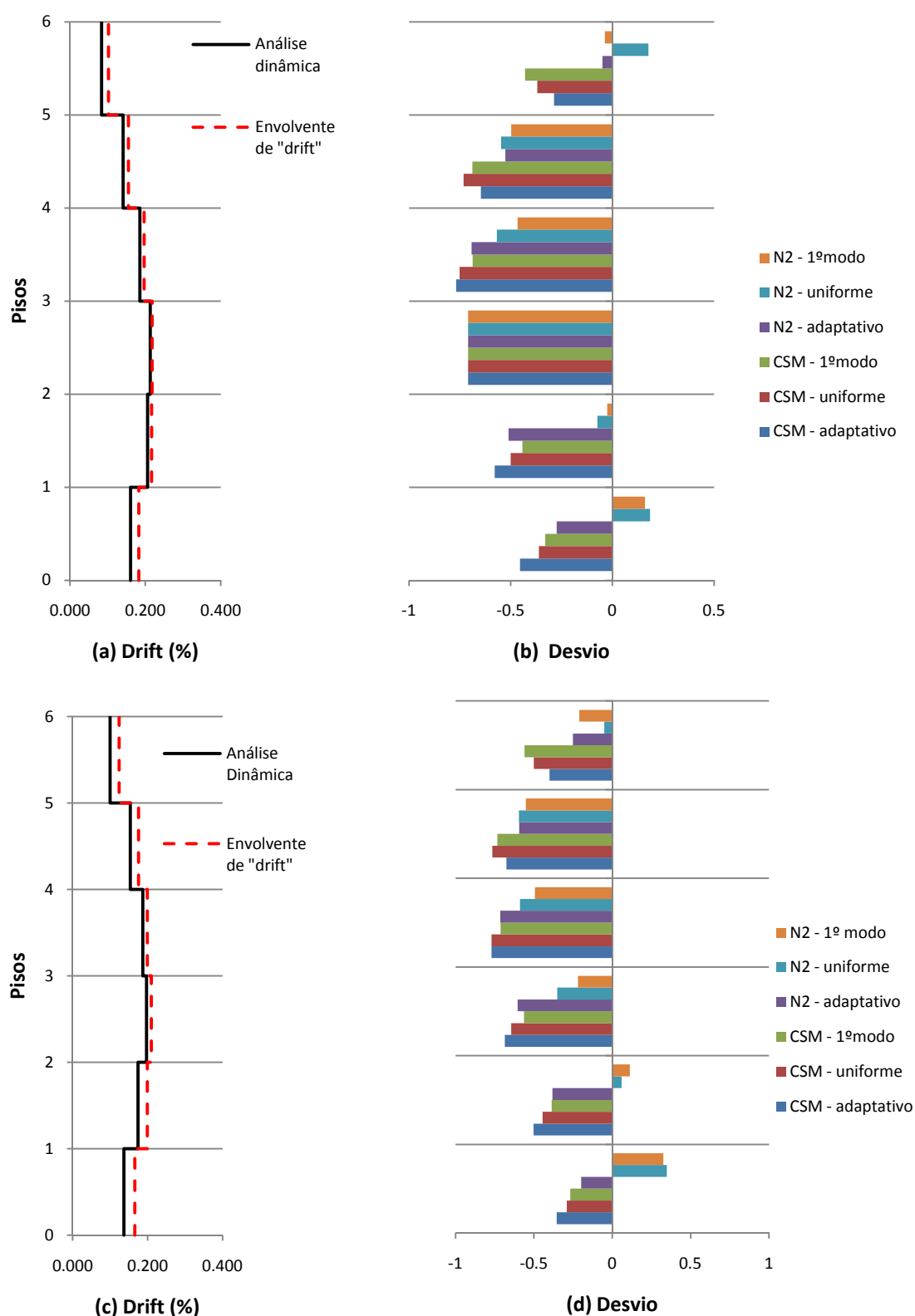


Fig. 4.8 – Direcção Longitudinal edifício Parnaso: (a) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (a); (c) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo II (afastada); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (c)

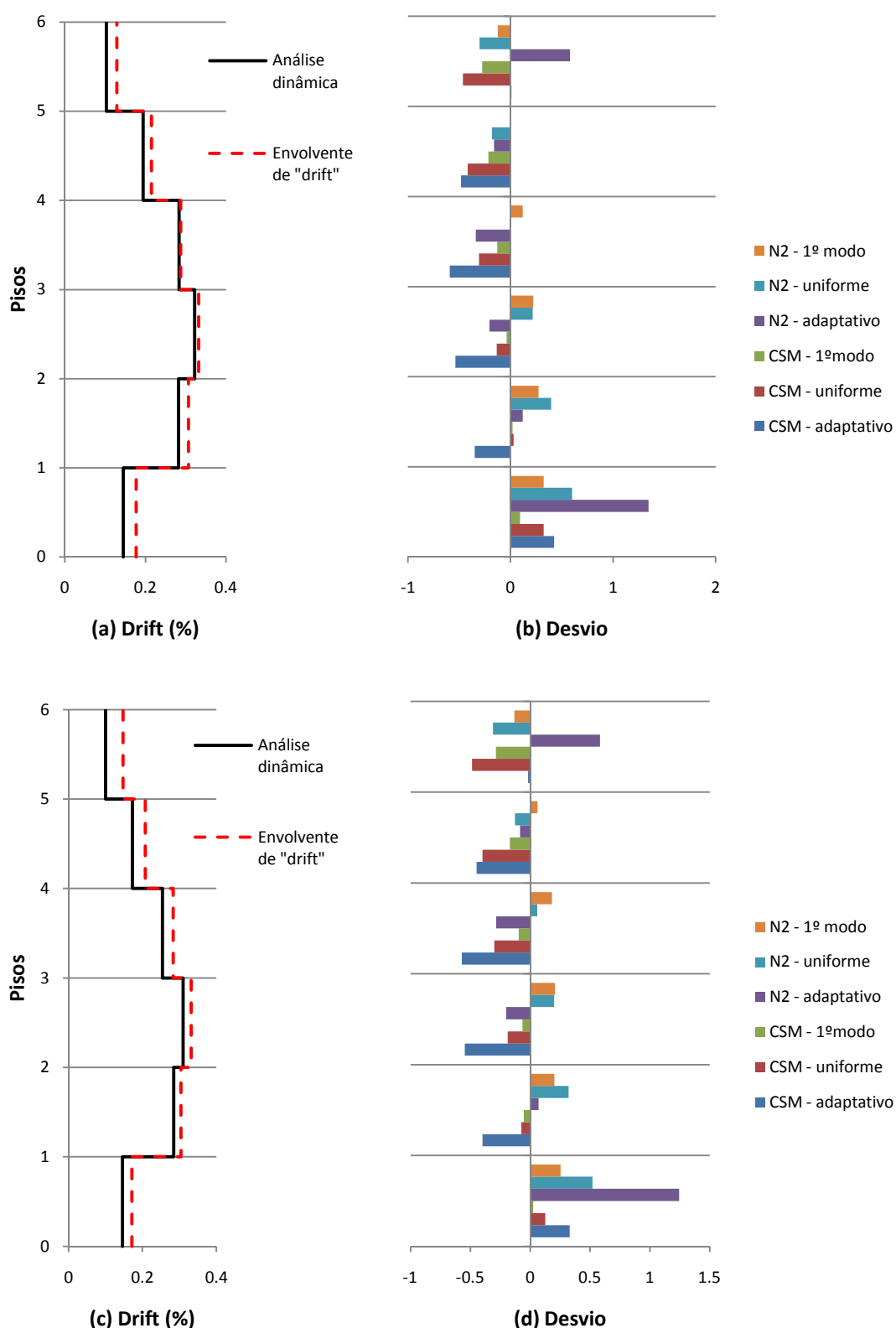


Fig. 4.9 - Direcção transversal edifício Parnaso: (a) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (a); (c) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo II (afastada); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (c)

4.4.5. PERFIS DE CORTE POR PISO

As curvas de capacidade fornecem uma medida da mobilização de corte total do edifício numa determinada direcção, mas não revelam como é efectuada a mobilização do esforço de corte em cada piso. Para compreender em que medida cada piso mobiliza o esforço de corte traçaram-se perfis de corte por piso, de forma a se perceber quais os pisos mais esforçados e a sua contribuição para o corte basal total. Os perfis definidos representam a envolvente de esforço de corte nesse piso, que nas figuras 4.10 e 4.11 se referem aos resultados obtidos nas análises dinâmicas efectuadas para cada direcção do edifício, seguidas dos respectivos desvios das análises estáticas.

O esforço de corte máximo esperado para a direcção longitudinal, figura 4.10, deve-se à acção sísmica do tipo I (afastada) com 594.9 kN; na direcção transversal (figura 4.11) o valor é de 260.4 kN para a acção sísmica do tipo II (próxima).

Considerando em primeiro lugar a direcção longitudinal, figura 4.10, os métodos de análise estática revelam uma tendência de (em altura) aumentar a subvalorização das exigências de corte ao nível dos pisos, sendo mais clara esta tendência para acção sísmica tipo II (próxima).

Embora não exista uma combinação de análises estáticas que se revele como a mais eficiente ao nível de prever o nível de corte ao qual o piso irá estar sujeito, a combinação do método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo com o método N2 pode ser aquela que conduz a uma avaliação mais correcta do edifício, uma vez que sobrevaloriza os valores de corte até ao quinto piso e a partir deste é a combinação que apresenta menor desvio por defeito do esforço de corte mobilizado.

Pela observação da figura 4.11, relativa à direcção transversal, a tendência apresentada para a direcção longitudinal está também presente. O desvio apresentado pela combinação “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo e método N2, apesar de fornecer esforço de corte por defeito, apresenta menor desvio, sendo desta forma a combinação que melhor corresponde aos valores obtidos nas análises dinâmicas.

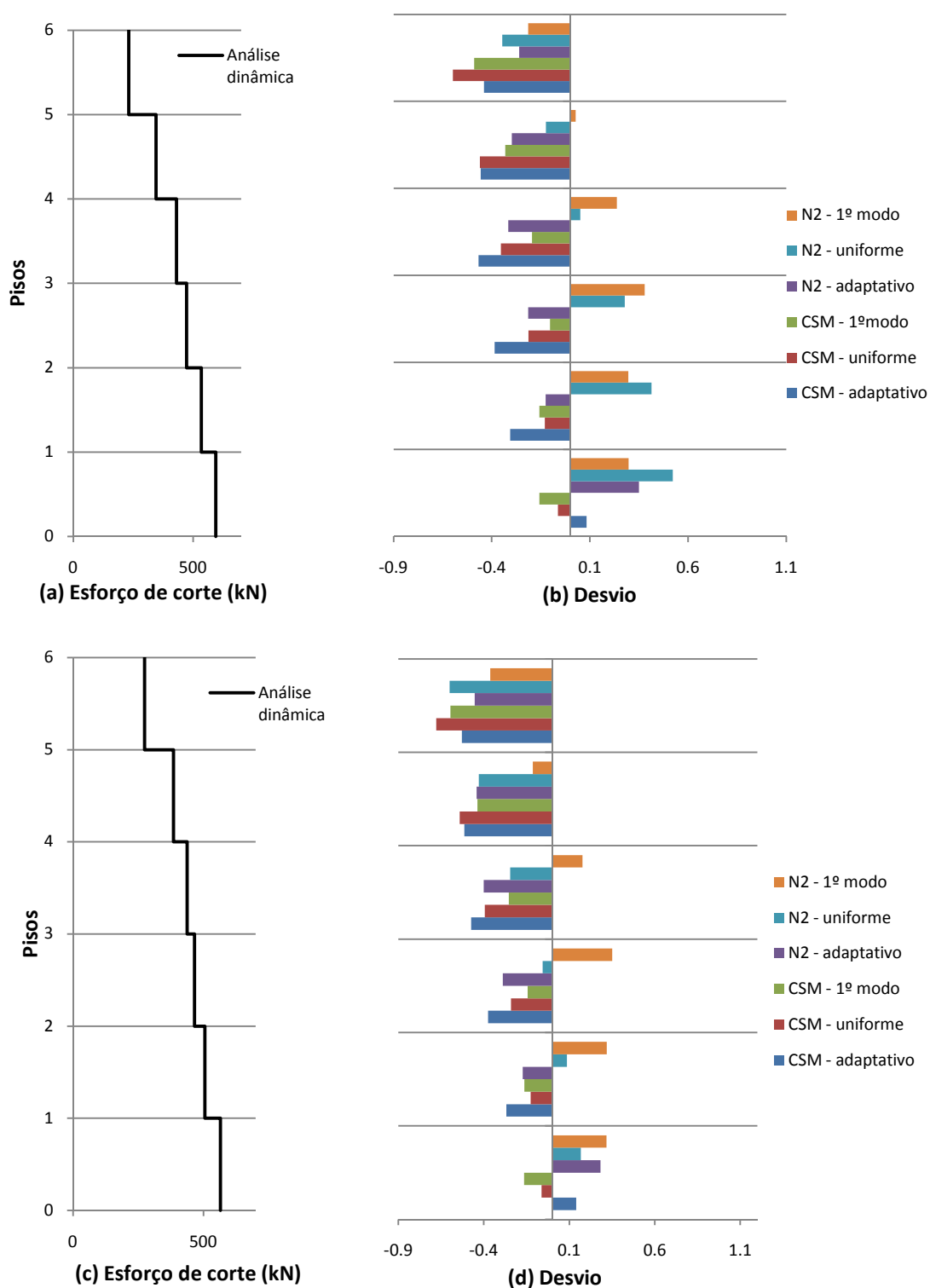


Fig. 4.10 – Direcção longitudinal edifício Parnaso: (a) perfil de corte, acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a)

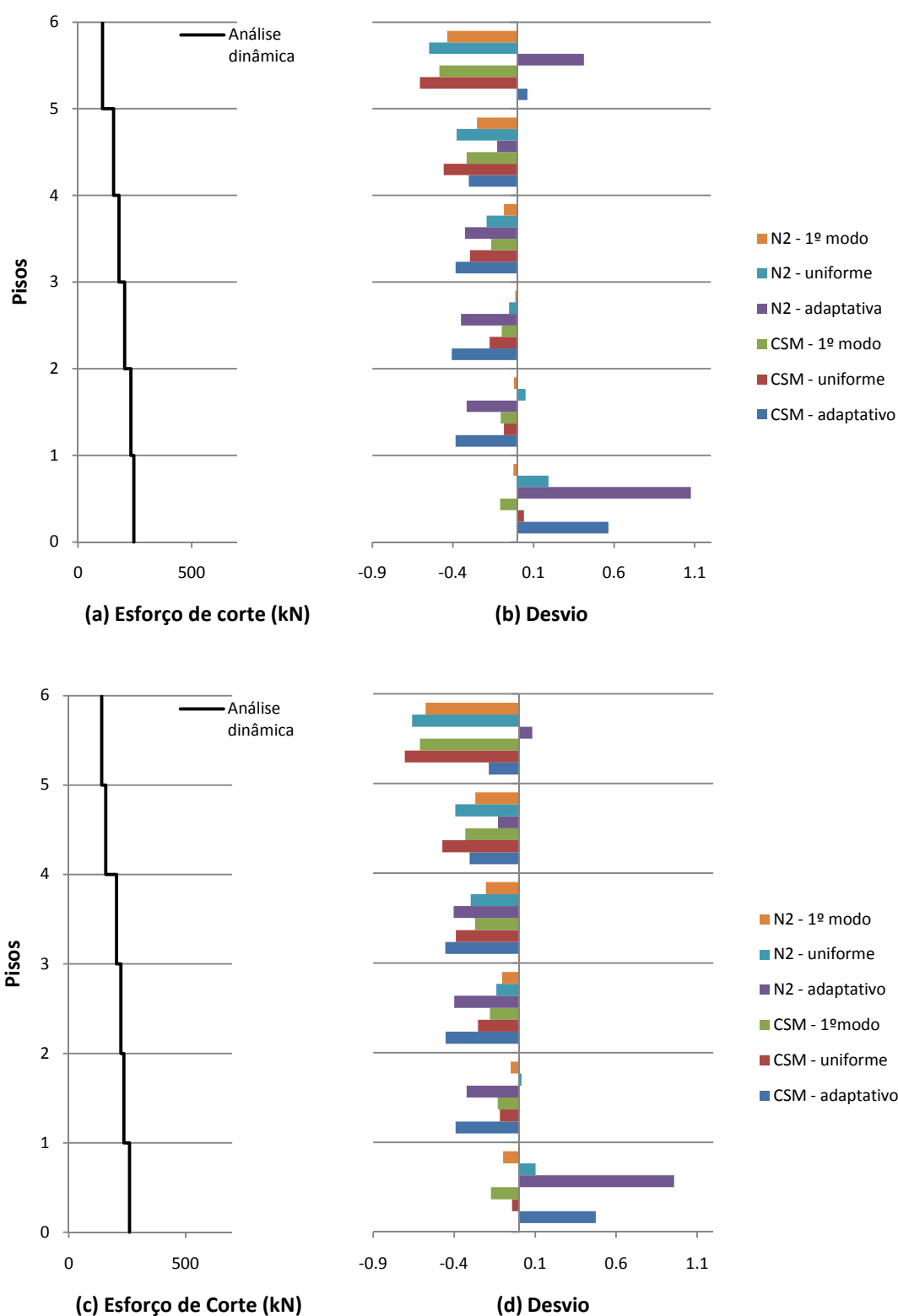


Fig. 4.11 – Direcção transversal edifício Parnaso: (a) perfil de corte, acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a)

4.4.6 DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Os resultados obtidos nas análises efectuadas ao edifício Parnaso revelaram-se pouco conclusivos a fim de estabelecer uma base comparativa entre os métodos “pushover” convencionais e adaptativos, associados aos diferentes meios de obtenção dos pontos de desempenho.

Na obtenção dos pontos de desempenho o método “pushover” adaptativo com a associação do método N2 mostrou-se mais vantajoso em comparação com as restantes combinações. No entanto, os métodos “pushover” convencionais em conjunto com o método N2 mostraram-se mais eficientes na avaliação dos perfis de deslocamentos e de “drift”,

Ao nível dos perfis de corte o método “pushover” convencional associado ao método N2 representa mais eficientemente as exigências de esforço de corte em cada piso.

Em suma, para o edifício Parnaso a abordagem regulamentar prevista no EC8, constituída por análises “pushover” convencionais e o método N2 apresenta-se como a análise que para o edifício Parnaso se ajusta melhor aos resultados esperados nas análises dinâmicas

4.5. EDIFÍCIO INFANTE SANTO

4.5.1 ANÁLISE MODAL

No quadro 4.6 estão presentes os resultados obtidos na análise modal efectuada ao edifício Infante Santo para ambas as direcções, bem como os parâmetros necessários ao cálculo da matriz de amortecimento.

Quadro 4.6 - Resultados da análise modal efectuada ao edifício Infante Santo

	Direcção longitudinal		Direcção transversal
1ª Frequência	0.427 Hz		1.215 Hz
1º Modo (vector de norma unitária)	9º piso	0.470	0.530
	8º piso	0.445	0.472
	7º piso	0.413	0.403
	6º piso	0.375	0.344
	5º piso	0.329	0.278
	4º piso	0.279	0.242
	3º piso	0.222	0.206
	2º piso	0.161	0.160
	1º piso	0.091	0.110
Factor de participação modal	1.309		1.457
α_1	86.12		82.87
Massa total	3687 t		
β_M	$8.46 \cdot 10^{-2}$		0.219
β_K	$3.45 \cdot 10^{-3}$		$1.49 \cdot 10^{-3}$

4.5.2. CURVAS DE CAPACIDADE

Nas figuras 4.12 e 4.13 estão representadas as curvas de capacidade obtidas para a direcção longitudinal e transversal, respectivamente, para o edifício Infante Santo. Sobre as curvas de capacidade, à semelhança do edifício Parnaso, estão colocados os pontos obtidos nas análises dinâmicas, para os sismos artificiais gerados de acordo com o EC8 e análises dinâmicas complementares obtidas a partir da aplicação dos factores de escala aos sismos regulamentares.

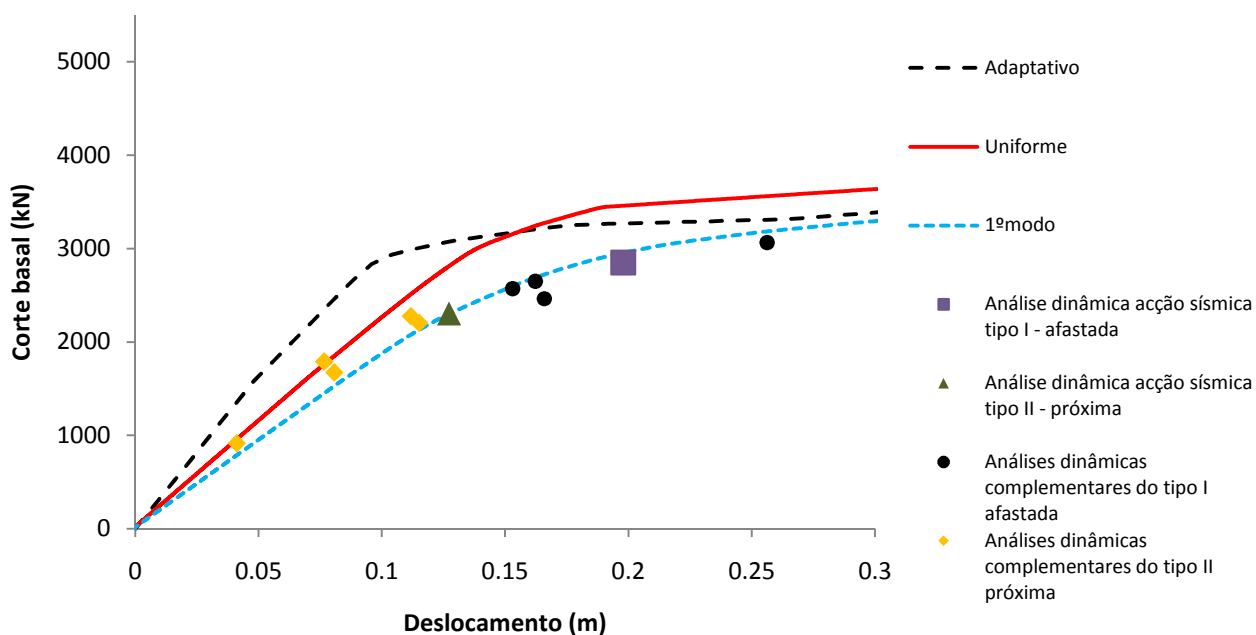


Fig. 4.12 – Curvas de capacidade na direcção longitudinal e pontos obtidos nas análises dinâmicas, edifício Infante Santo.

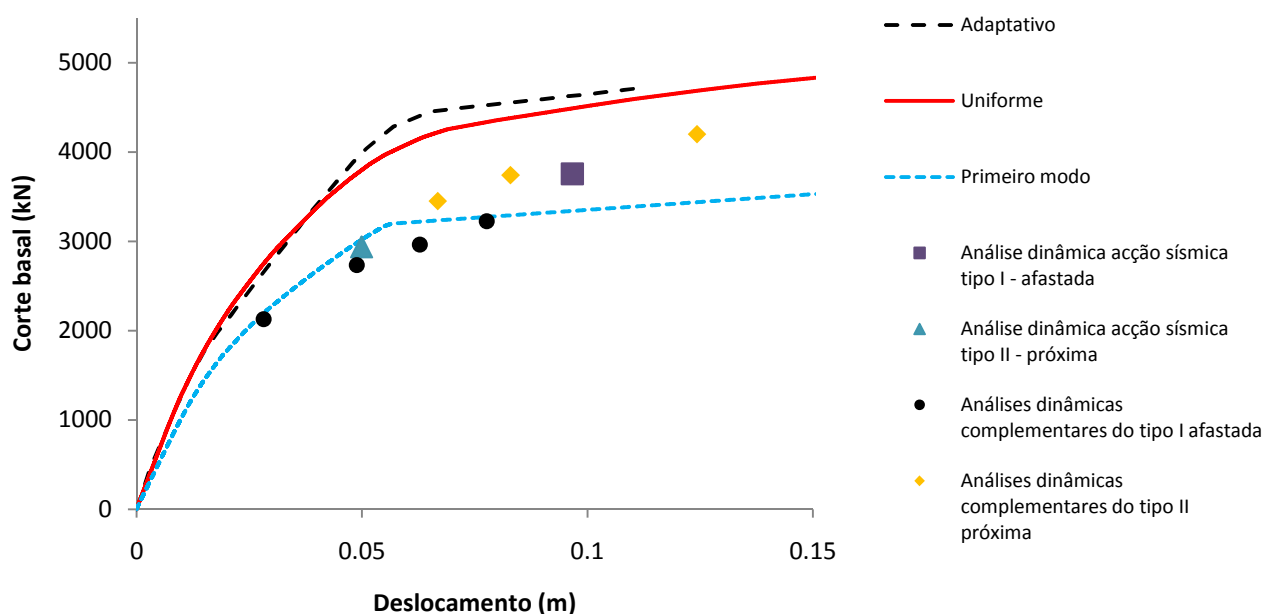


Fig. 4.13 – Curvas de capacidade na direcção transversal e pontos obtidos nas análises dinâmicas, edifício Infante Santo.

Na direcção transversal a curva de capacidade resultante do método “pushover” adaptativo termina para um deslocamento no piso de controlo da ordem dos 0.11 metros sendo este o deslocamento máximo alcançado durante a análise, que, contudo, não afecta os resultados analisados nas secções seguintes referentes à direcção transversal do edifício Infante Santo.

Na direcção longitudinal, figura 4.12, pode verificar-se que a curva de capacidade obtida pelo método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo é a aquela que melhor se ajusta à disposição dos pontos obtidos nas análises dinâmicas.

Para a direcção transversal, figura 4.13, os pontos resultantes das análises dinâmicas efectuadas com base na acção sísmica do tipo I (afastada) colocam-se mais próximos da curva de capacidade que resultou do método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo; para a acção sísmica do tipo II (próxima) os pontos posicionam-se entre as duas curvas de capacidade obtidas pela aplicação método “pushover” convencional.

4.5.3. PONTOS DE DESEMPENHO

Tomando como ponto de partida as curvas de capacidade obtidas pela aplicação dos métodos “pushover”, os pontos de desempenho para cada direcção do edifício foram determinados recorrendo aos métodos CSM e N2. No quadro 4.7 estão presentes os pontos de desempenho obtidos pela combinação dos métodos “pushover” com os métodos N2 e CSM para a acção sísmica do tipo I (afastada) e do tipo II (próxima). No quadro 4.7 apresentam-se os deslocamentos obtidos nas análises dinâmicas para as acções sísmicas tipo I e tipo II, previstas no EC8.

Quadro 4.7 - Pontos de desempenho (em metros) para as duas direcções do edifício Infante Santo

Direcção	Análise “pushover”	Acção sísmica tipo I		Acção sísmica tipo II	
		CSM	N2	CSM	N2
Longitudinal	Adaptativo	0.147	0.192	0.068	0.089
	Uniforme	0.147	0.192	0.068	0.089
	Primeiro modo	0.147	0.192	0.068	0.089
Transversal	Adaptativo	0.086	0.105	0.036	0.049
	Uniforme	0.085	0.109	0.035	0.051
	Primeiro modo	0.100	0.096	0.040	0.044

Quadro 4.8 - Deslocamento do piso de controlo (em metros) obtido nas análises dinâmicas para as acções sísmicas tipo I (afastada) e tipo II (próxima) para o edifício Infante Santo

Direcção	Acção sísmica tipo I	Acção sísmica tipo II
Longitudinal	0.198	0.127
Transversal	0.097	0.050

Pela observação do quadro 4.7, para a direcção longitudinal o ponto de desempenho no piso de controlo depende apenas do método usado para a sua determinação, sendo independente da curva de capacidade resultar do método “pushover” convencional ou adaptativo. A obtenção do ponto de desempenho pelo método CSM está representada nas figuras A.13 a A.18 do anexo A.

À semelhança do edifício Parnaso, para o edifício Infante Santo foram também estabelecidas relações entre os pontos de desempenho do edifício e os deslocamentos obtidos nas análises dinâmicas. A relação obtida para a direcção longitudinal está presente na figura 4.14.

Pela observação da figura 4.14, independentemente da acção sísmica que actua sobre o edifício, a aplicação dos métodos CSM e N2 resulta em pontos de desempenho que subestimam o deslocamento expectável no piso de controlo. Contudo, o método N2 conduz a menores valores de desvio.

Atentando agora na figura 4.15, relativa à direcção transversal para acção sísmica do tipo I (afastada), os pontos de desempenho que melhor se adequam aos valores obtidos nas análises dinâmica são os resultantes da curva de capacidade para o método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo, sendo que o ponto de desempenho desta curva com o método N2 resulta num erro inferior a 1%, consistindo portanto a melhor aproximação.

Para a acção sísmica do tipo II (próxima), a melhor estimativa do deslocamento no piso de controlo, é obtida para a combinação da curva de capacidade resultante do método “pushover” convencional com perfil uniforme em altura e o método N2, resultando um desvio de apenas 1.2%.

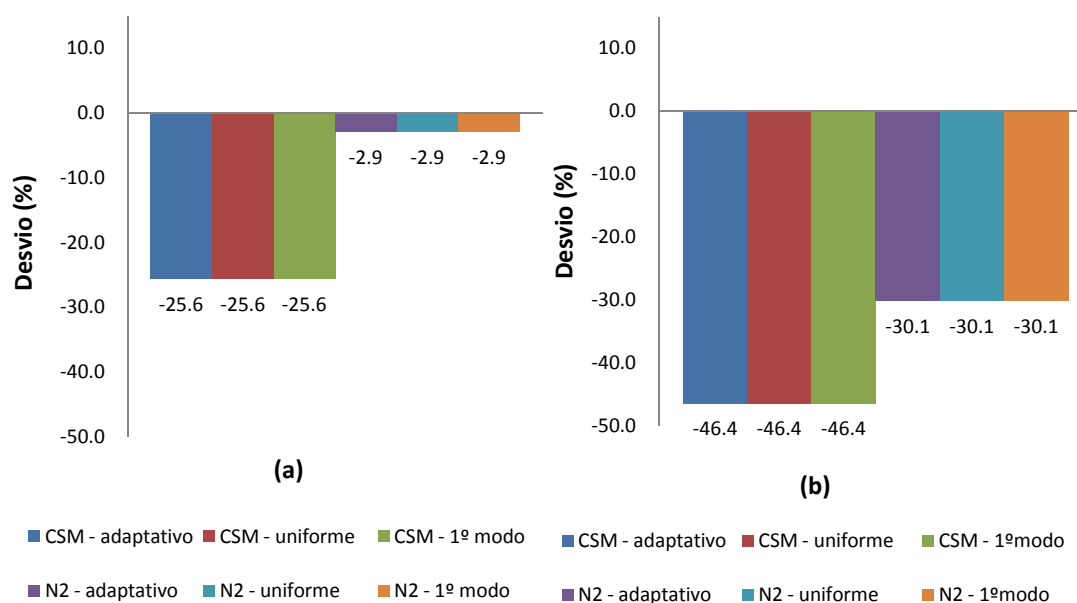


Fig. 4.14 - Percentagem de desvio do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas não-lineares em relação às análises dinâmicas não-lineares, na direcção longitudinal: (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Infante Santo.

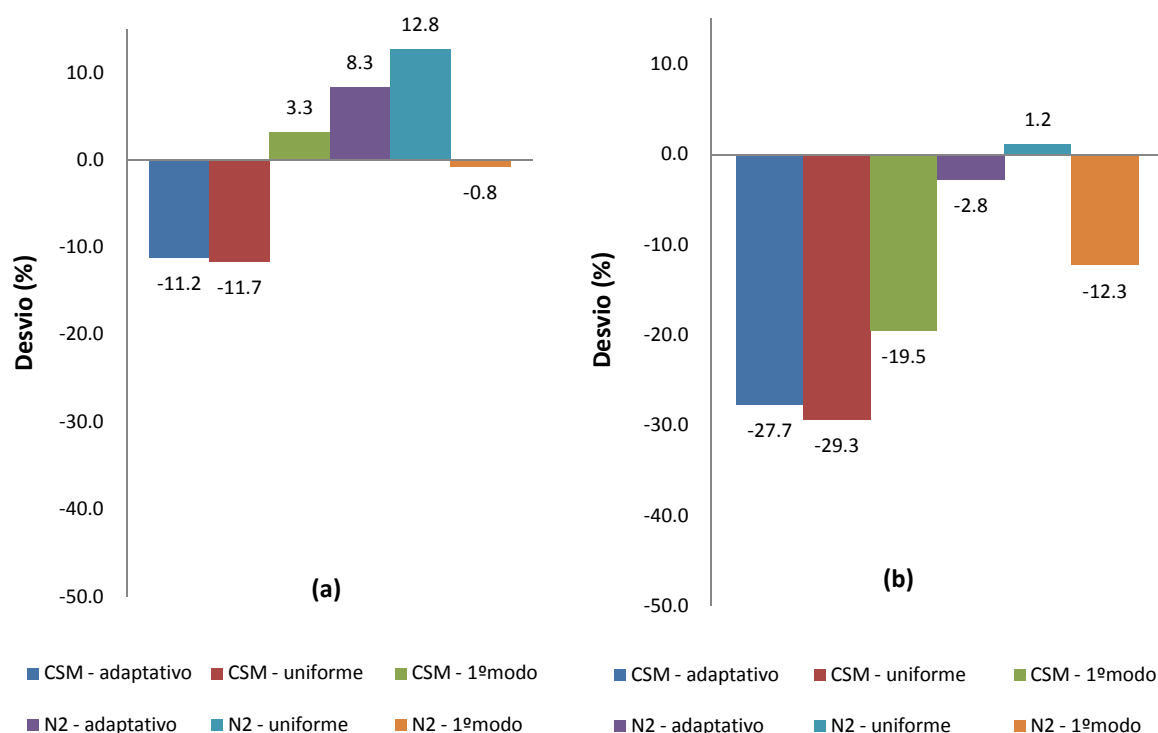


Fig. 4.15 – Percentagem de desvio do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas não-lineares em relação às análises dinâmicas não-lineares, na direcção transversal: (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Infante Santo

4.5.4. PERFIL DE DESLOCAMENTOS E “DRIFT”

De forma a complementar a informação dada pelas curvas de capacidade e os pontos de desempenho obtidos, os perfis de deslocamento e de “drift” fornecem indicação da forma como os pisos se deslocam da sua posição inicial durante a acção sísmica considerada.

Nas figuras 4.16 e 4.17 estão representados os perfis de deslocamento para a direcção longitudinal e transversal respectivamente.

Considerando a figura 4.16 verifica-se que as análises estáticas não conseguem reproduzir na totalidade o perfil obtido nas análises dinâmicas. Para a acção sísmica do tipo I (afastada) a forma dos perfis resultantes das análises estáticas, desde as fundações até ao sexto piso, é semelhante à obtida na análise dinâmica. No entanto, ao nível do sétimo piso, a análise dinâmica assume uma configuração diferente, existindo um maior incremento de deslocamento neste piso e no seguinte, em comparação com os restantes.

Para a acção sísmica do tipo II (próxima) o efeito ao nível do sétimo piso é também observado, no entanto, de uma forma mais subtil.

Na figura 4.17, referente à direcção transversal, estão representados os perfis de deslocamentos para as acções sísmicas do tipo I e II. Para a acção sísmica do tipo I (afastada) os perfis de deslocamentos obtidos pelas combinações com base no método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo assumem uma forma congruente com a resultante da análise dinâmica. A partir da

observação desta mesma figura é possível concluir que existe uma grande quebra de rigidez nesta direcção, resultando no elevado deslocamento sentido no piso de topo.

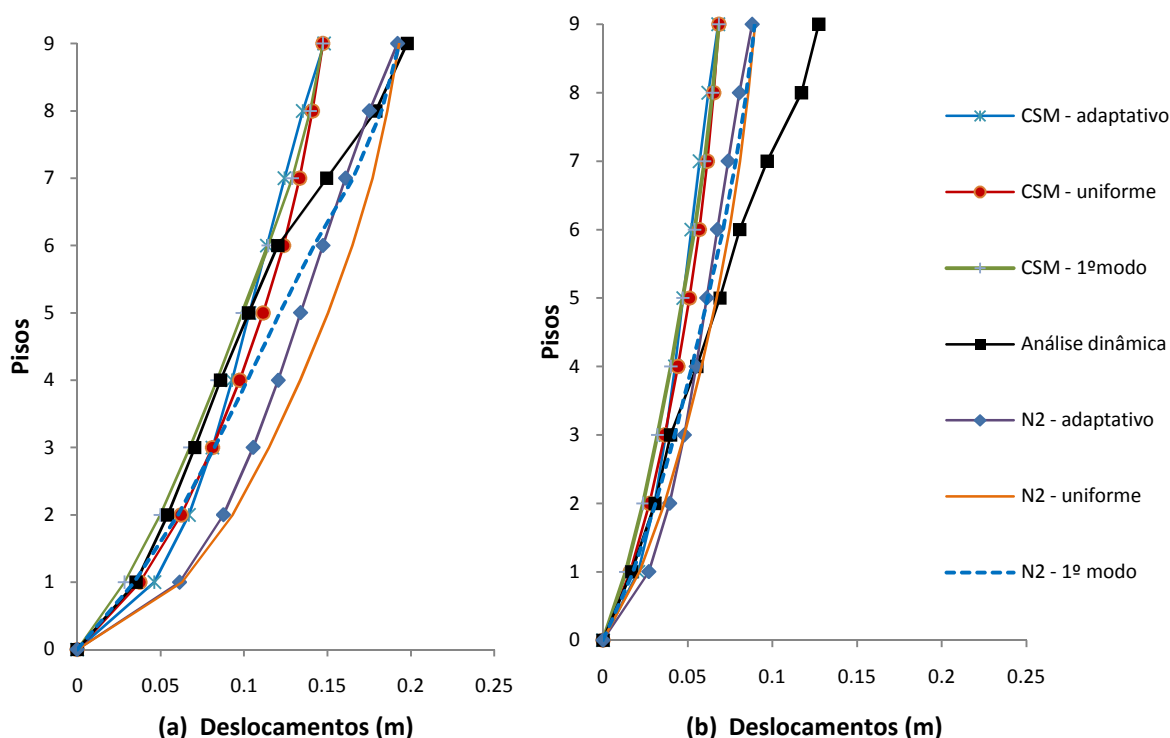


Fig. 4.16 – Perfis de deslocamento na direcção longitudinal: (a) acção sísmica tipo I (afastada); (b) acção sísmica tipo II (próxima) – Edifício Infante Santo

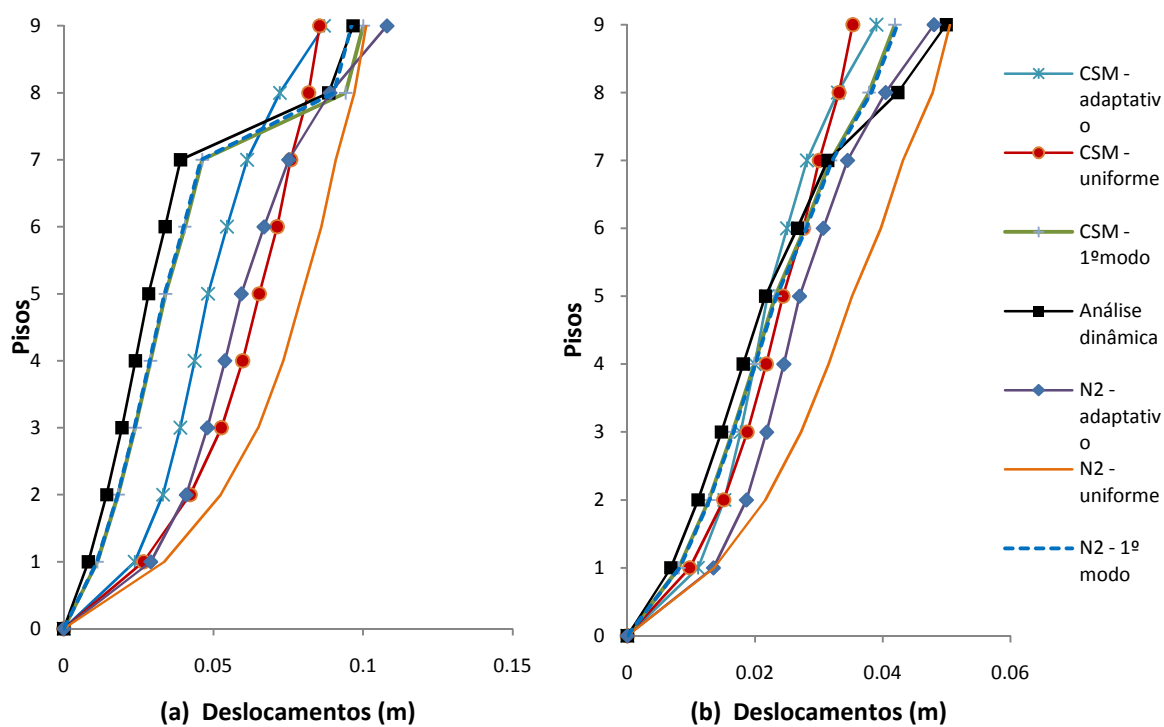


Fig. 4.17 - Perfil de deslocamento na direcção transversal: (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Infante Santo

De seguida apresentam-se os perfis de “drift” obtidos nas análises dinâmicas em correspondência com o deslocamento máximo no piso de controlo (designado na figura como análise dinâmica) e a envolvente de “drift”, seguidos do desvio das análises estáticas em relação ao perfil correspondente das análises dinâmicas. Na figura 4.18 e 4.19 estão presentes os dados relativos à direcção longitudinal e transversal, respectivamente.

Atentando na figura 4.18, relativa à direcção longitudinal, pode verificar-se que ao nível do sétimo e oitavo piso, as exigências de deformação são muito superiores aos restantes pisos atingindo 0.98% para o perfil correspondente ao deslocamento máximo no piso de controlo e de 1.83% para a envolvente de “drift”. Como era esperado as exigências de “drift” entre pisos que resultaram das análises estáticas não conseguem estimar eficazmente o perfil de “drift” entre pisos. Para esta direcção não existe uma combinação de método “pushover” com o método de obtenção do ponto de desempenho que se revele mais eficiente em prever as exigências de “drift” por piso. No entanto, o método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo associado ao método N2 apresenta-se como o que melhor se ajusta aos resultados da análise dinâmica.

Para a direcção longitudinal pode ainda referir-se que as análises estáticas apresentam menores erros ao nível dos pisos inferiores, nomeadamente no primeiro e segundo pisos.

Tomando em consideração a figura 4.19, relativa à direcção transversal, tal como esperado após a observação do perfil de deslocamentos, ao nível do oitavo piso existe uma enorme exigência de deformação, com valores de “drift” entre pisos de 1.65% para o perfil em correspondência ao deslocamento e de 2.25% para a envolvente de “drift”. Pela observação da figura pode verificar-se que os valores de “drift” obtidos fazendo uso da curva de capacidade resultante do método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo apresentam menores valores de desvio face às análises dinâmicas.

Na direcção transversal, é visível para as análises estáticas uma elevada sobrevalorização dos valores de “drift” ao nível do primeiro e segundo piso, atingindo valores de 3.1 para a combinação “pushover” convencional com perfil uniforme e o método N2 para a acção sísmica do tipo I (afastada), o que leva a concluir que as análises estáticas para esta direcção tendem a mobilizar maior deformação nos pisos inferiores, quando comparados com as análises dinâmicas.

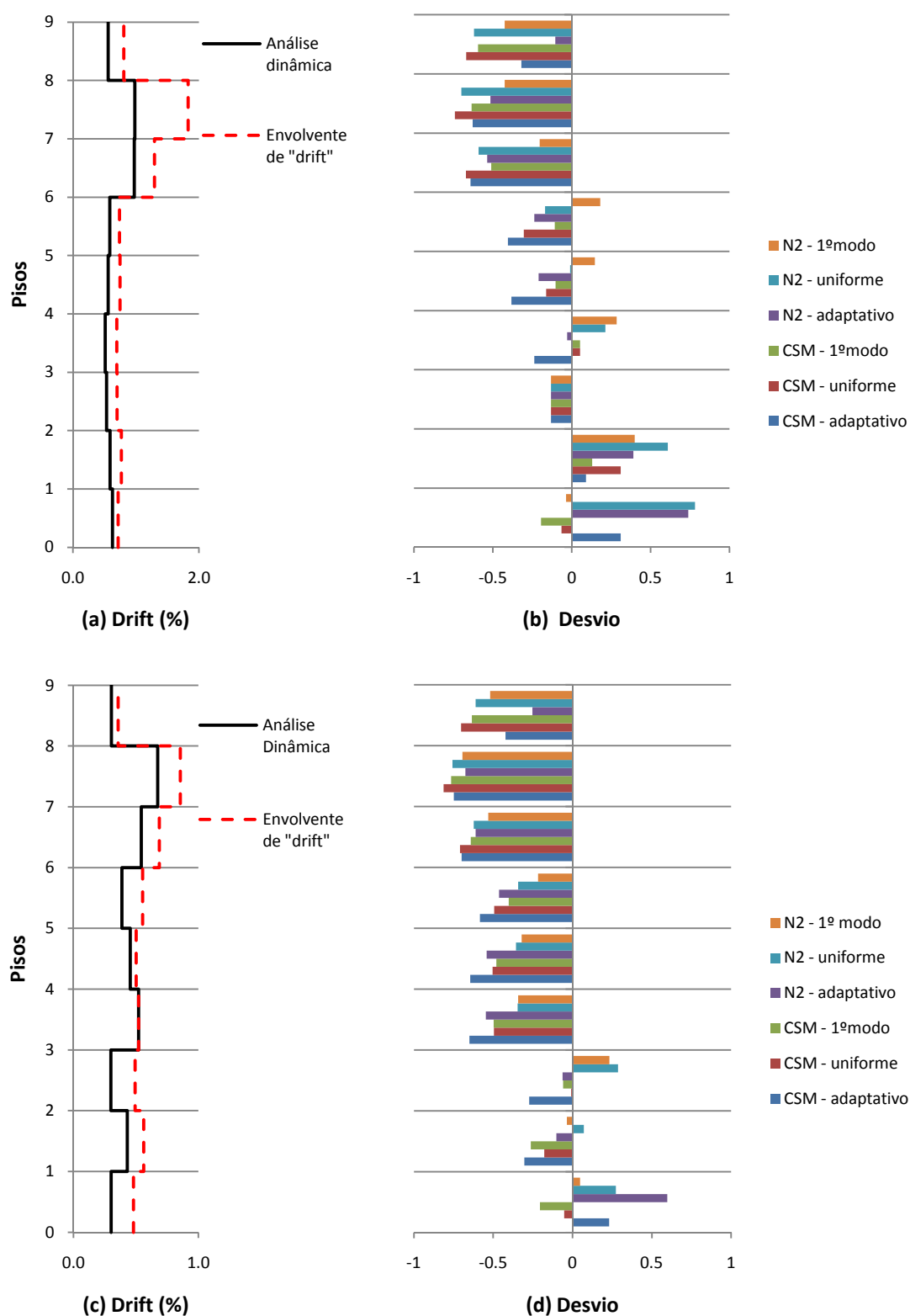


Fig. 4.18 – Direcção Longitudinal, edifício Infante Santo: (a) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (a); (c) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo II (afastada); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (c).

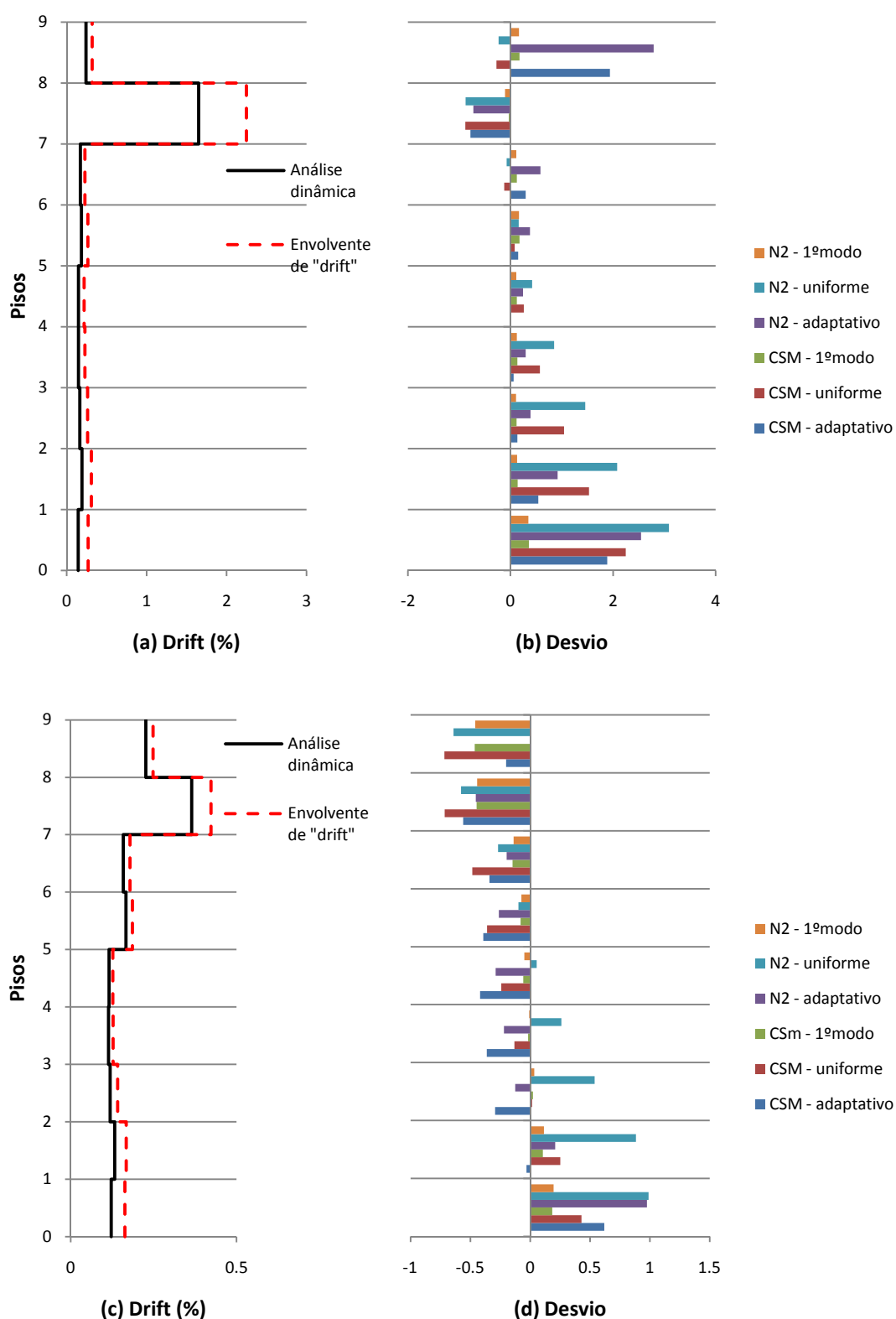


Fig. 4.19 – Direcção Transversal, edifício Infante Santo: (a) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (a); (c) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil da análise dinâmica em (c)

4.5.5. PERFIS DE CORTE POR PISO

Os perfis de corte por piso permitem colher informação sobre de que forma estão as análises estáticas a mobilizar o esforço de corte em cada piso. As envolventes de corte por piso que originaram os perfis de corte presentes nas figuras 4.20 e 4.21, são o ponto de referência para as análises estáticas permitindo compará-las entre si.

O perfil de corte ilustrado na figura 4.20 (para a direcção longitudinal) mostra que o esforço de corte é mobilizado maioritariamente do último piso até ao quarto, como se pode ver pelos maiores patamares existentes nestes pisos. O maior valor de corte basal mobilizado acontece para acção sísmica do tipo I (afastada) com o valor de 2849 kN.

É ainda claro que as análises estáticas apresentam uma elevada subvalorização do esforço de corte em todos os pisos, com a excepção do primeiro e segundo piso para a acção sísmica do tipo I (afastada). Atentando a figura 4.20 (c) relativa à acção sísmica tipo I (afastada), a combinação “pushover” com o método N2 apresenta, de uma forma geral, menor desvio em relação à análise dinâmica. Para a acção sísmica do tipo II, figura 4.20 (d), as combinações com base em “pushover” convencional e o método N2 apresentam melhores resultados face às outras combinações.

Focando na direcção transversal, figura 4.21, o valor de corte basal máximo é devido à acção sísmica do tipo I (afastada), com 3754 kN. Tal como para a direcção longitudinal, é verificada uma maior mobilização de corte nos pisos superiores ao quarto piso.

Nesta direcção as análises estáticas com base nas curvas de capacidade obtidas no método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo são as que melhor se ajustam às análises dinâmicas.

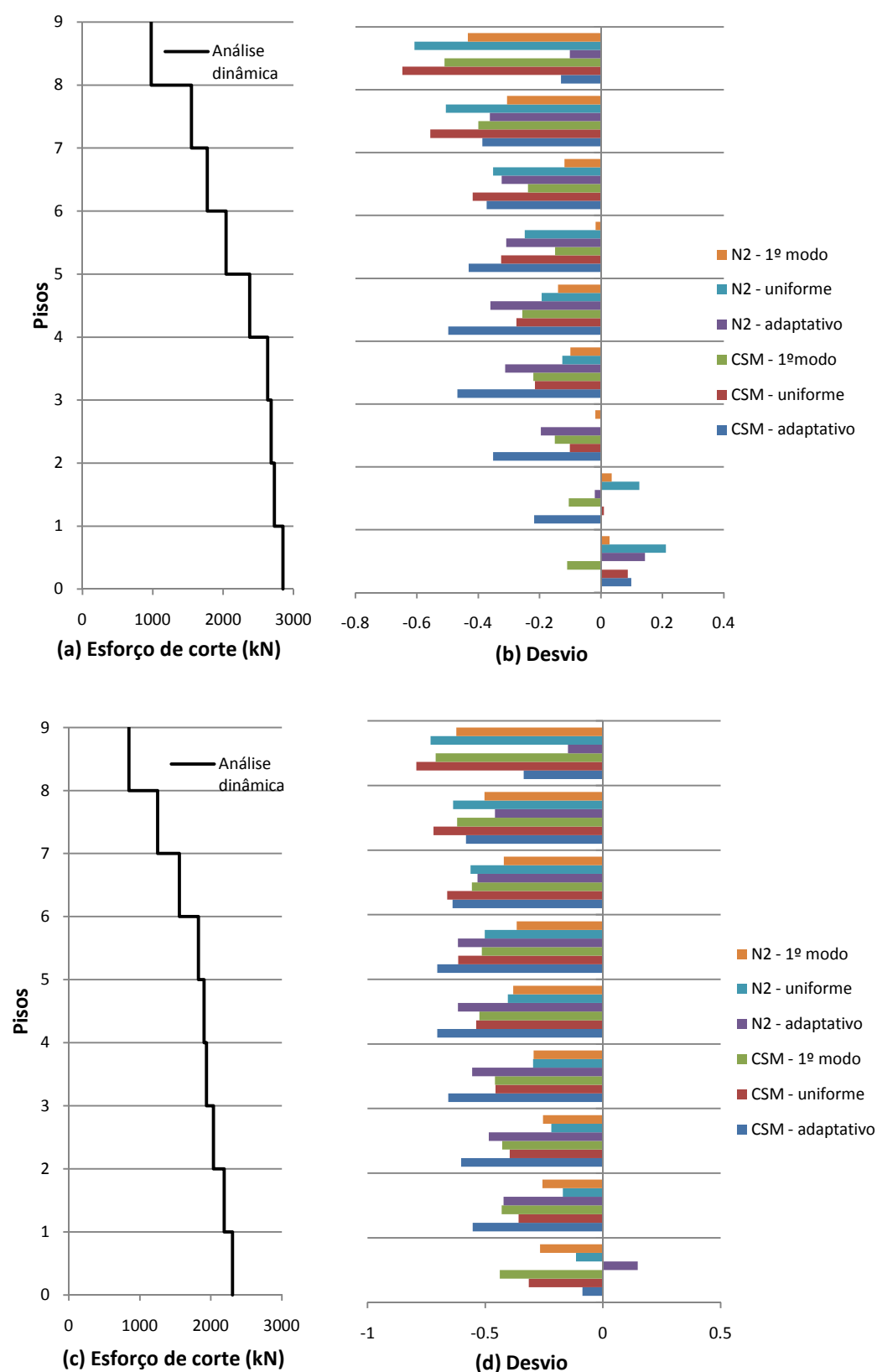


Fig. 4.20 – Direcção longitudinal edifício Infante Santo: (a) perfil de corte, acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (c)

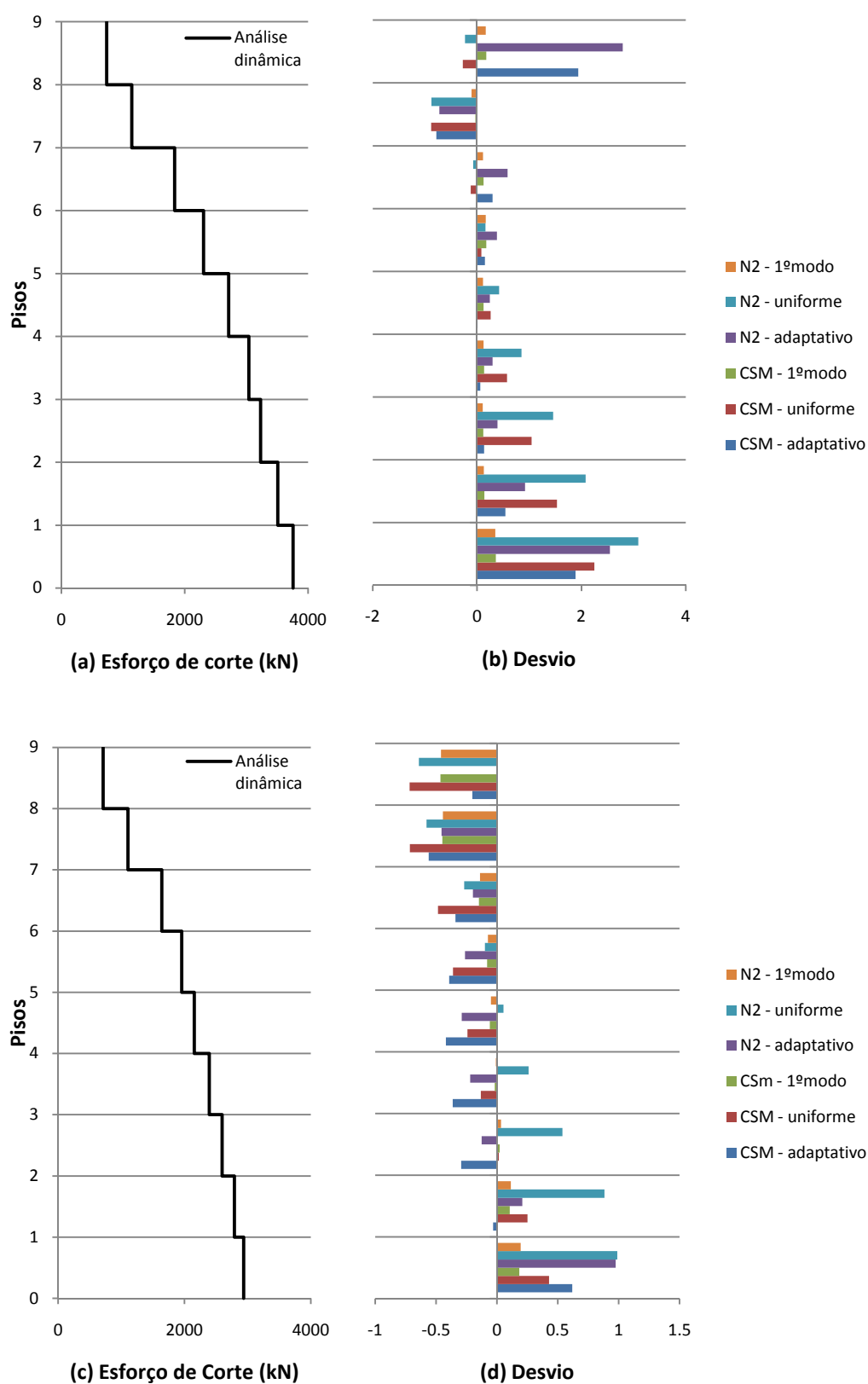


Fig. 4.21 – Direcção transversal edifício Infante Santo: (a) perfil de corte, acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (c)

4.5.6. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

A primeira consideração a efectuar prende-se com os métodos de determinação do ponto de desempenho. Na direcção longitudinal ao aplicar o método CSM as curvas de capacidade intersectam o espectro de resposta na zona onde este tem deslocamento constante, como se pode ver nas figuras A13 a A18 do anexo A, levando assim a que o ponto de desempenho obtido seja consideravelmente inferior ao esperado nas análises dinâmicas. Devido a este facto todos os resultados dependentes do ponto de desempenho obtido por este método são afectados por esta situação. Desta forma não é possível uma comparação consistente na direcção longitudinal dos métodos CSM e N2, mas nota-se que para a acção sísmica do tipo I (afastada) o método N2 foi capaz de fornecer melhor aproximação ao deslocamento esperado para esta acção sísmica.

Na direcção transversal, a melhor previsão de deslocamento no piso de controlo para a acção sísmica do tipo I (afastada) é obtida pela combinação de “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo em simultâneo da aplicação do método CSM. Sendo que para acção sísmica do tipo II (próxima) é a abordagem “pushover” convencional com perfil de forças uniforme e método N2. Uma vez que claramente a acção sísmica do tipo I é a mais gravosa para o edifício, considera-se que a combinação com melhores resultados nesta direcção é a que utiliza a curva de capacidade resultante do método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo conjuntamente com o método CSM.

Em relação ao perfil de deslocamentos e de “drift” o método “pushover” convencional proporcional ao primeiro modo é aquele que melhores resultados apresenta, sendo na direcção transversal praticamente independente do método utilizado na determinação do ponto de desempenho. Na direcção longitudinal devido às limitações explicitadas do método CSM, o método N2 apresenta melhores resultados.

Os dados referentes aos perfis de corte obtidos permitem concluir que, para a direcção transversal, os resultados obtidos a partir da curva de capacidade para perfil proporcional ao primeiro modo são os mais adequados não sendo afectado pelo método de avaliação do ponto de desempenho. Na direcção longitudinal o método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo parece ajustar-se melhor aos valores da análise dinâmica.

Constata-se assim que, para o Edifício Infante Santo, a metodologia prevista no EC8 leva em geral a melhores resultados quando aplicado a este edifício, do que as restantes análises.

4.6. EDIFÍCIO COSTA CABRAL

4.6.1. ANÁLISE MODAL

O estudo do edifício Costa Cabral, à semelhança dos outros casos de estudo, começou com uma análise modal de forma a identificar os dados necessários à aplicação das análises estáticas e dinâmicas efectuadas ao edifício. No quadro 4.9 resumem-se os resultados obtidos na análise modal e referem-se os factores de proporcionalidade necessários à obtenção da matriz de amortecimento de Rayleigh.

Quadro 4.9 - Resultados da análise modal efectuada ao edifício Costa Cabral

	Direcção longitudinal		Direcção transversal
1ª Frequência	0.796 Hz		1.377 Hz
1º Modo (vector de norma unitária)	9º piso	0.535	0.524
	8º piso	0.486	0.470
	7º piso	0.433	0.429
	6º piso	0.352	0.368
	5º piso	0.283	0.308
	4º piso	0.206	0.236
	3º piso	0.144	0.150
	2º piso	0.134	0.107
	1º piso	0.077	0.002
Factor de participação modal	1.546		1.433
α_1	76.46		80.24
Massa total	1100 t		
β_M	0.139		0.253
β_K	$2.43 \cdot 10^{-3}$		$1.237 \cdot 10^{-3}$

4.6.2. CURVAS DE CAPACIDADE

Os primeiros resultados retirados da aplicação dos métodos “pushover” ao edifício Costa Cabral são as curvas de capacidade representadas nas figuras 4.22 e 4.23. Sobre as curvas de capacidade estão colocados os pontos obtidos nas análises dinâmicas para os sismos gerados de acordo com o EC8 e análises dinâmicas complementares obtidas pela aplicação de factores de escala a esses mesmos sismos.

Na direcção longitudinal, figura 4.22, os pontos obtidos nas análises dinâmicas posicionam-se entre as curvas de capacidade do método “pushover” convencional e do método “pushover” adaptativo, manifestando tal com as curvas referidas um ligeiro endurecimento à medida que os deslocamentos aumentam.

Na direcção transversal, figura 4.23, os pontos obtidos na análise dinâmica estão posicionados entre as curvas de capacidade obtidas pelo método “pushover” convencional com perfil uniforme e o método “pushover” adaptativo. Considera-se que a curva de capacidade que resultou da aplicação do método “pushover” convencional com perfil uniforme se ajusta melhor aos pontos obtidos nas análises dinâmicas, uma vez que para deslocamentos inferiores a 6 cm os pontos das análises dinâmicas estão praticamente sobre esta curva e para deslocamentos superiores apesar de se afastarem ligeiramente estão mais próximos desta que da curva obtida no método adaptativo.

Nesta direcção pode ainda referir-se que a curva de capacidade obtida pelo método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo apresenta uma mobilização de corte muito

inferior à obtida nas análises dinâmicas e que as curvas apresentam diferenças significativas entre si na mobilização de corte basal.

Em relação ao edifício em si é visível uma maior rigidez na direcção transversal do que na direcção longitudinal traduzida pela maior mobilização de corte basal, como se pode verificar pela observação das figuras 4.22 e 4.23.

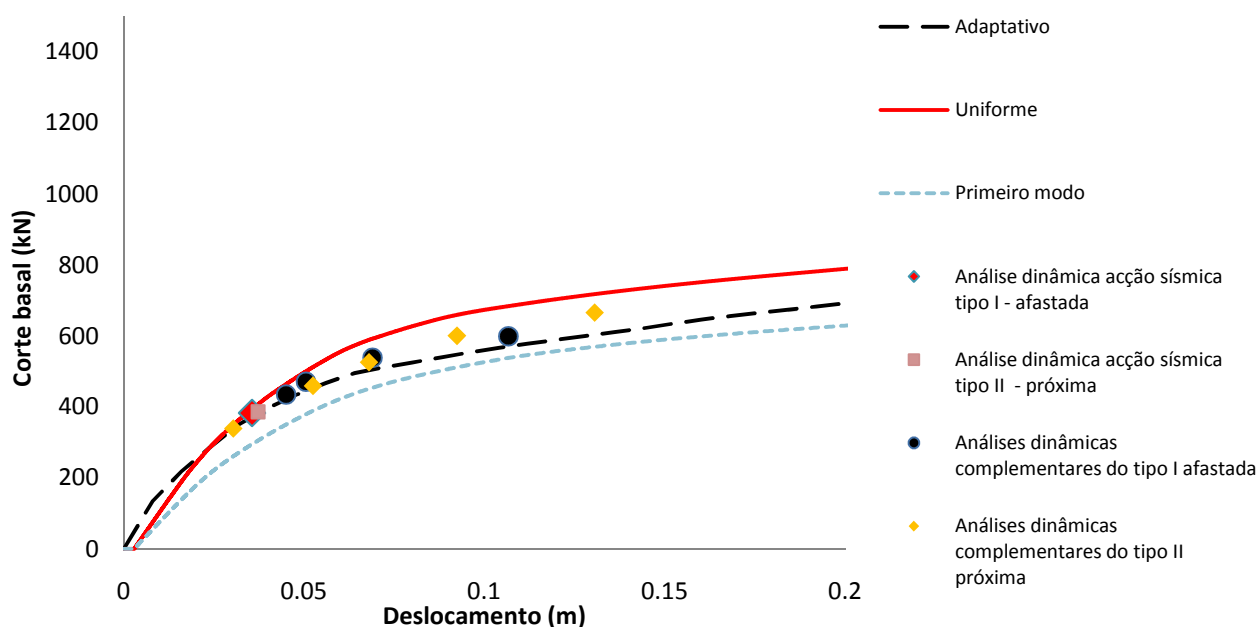


Fig. 4.22 – Curvas de capacidade na direcção longitudinal e pontos obtidos nas análises dinâmicas, edifício Costa Cabral.

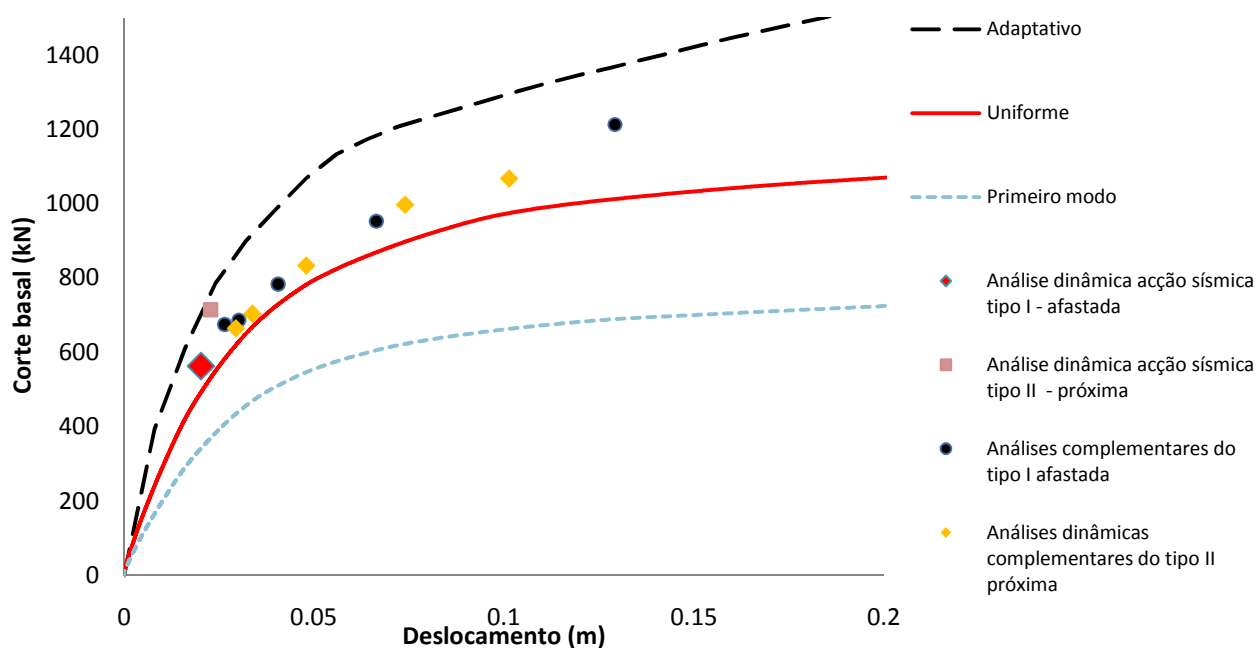


Fig. 4.23 - Curvas de capacidade na direcção transversal e pontos obtidos nas análises dinâmicas, edifício Costa Cabral.

4.6.3. PONTOS DE DESEMPENHO

Os pontos de desempenho são obtidos pela combinação das curvas de capacidade obtidas pela aplicação dos métodos “pushover” convencionais e adaptativo com os métodos CSM e N2.

No quadro 4.10 apresentam-se os pontos de desempenho obtidos pela combinação descrita no anteriormente e no quadro 4.11 os deslocamentos do último piso do edifício (piso de controlo) para as acções sísmicas do tipo I (afastada) e do tipo II (próxima).

Quadro 4.10 – Pontos de desempenho (em metros) para as duas direcções do edifício Costa Cabral

Direcção	Análise “pushover”	Acção sísmica tipo I - afastada		Acção sísmica tipo II - próxima	
		CSM	N2	CSM	N2
Longitudinal	Adaptativo	0.029	0.053	0.027	0.051
	Uniforme	0.033	0.053	0.031	0.051
	Primeiro modo	0.036	0.053	0.034	0.051
Transversal	Adaptativo	0.017	0.051	0.016	0.049
	Uniforme	0.021	0.051	0.020	0.049
	Primeiro modo	0.026	0.051	0.024	0.049

Quadro 4.11 – Deslocamento do piso de controlo (em metros) obtido nas análises dinâmicas para as acções sísmicas tipo I (afastada) e tipo II (próxima) para o edifício Costa Cabral

Direcção	Acção sísmica tipo I	Acção sísmica tipo II
Longitudinal	0.036	0.037
Transversal	0.020	0.023

O passo seguinte na análise dos pontos de desempenho consiste em estabelecer relações entre estes e os deslocamentos obtidos nas análises dinâmicas respectivas. Nas figuras 4.24 e 4.25 estão presentes as relações obtidas para a direcção longitudinal e transversal respectivamente.

Pela observação da figura 4.24, relativa à direcção longitudinal, é perceptível que o método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo combinado com o método CSM apresenta menor desvio face ao deslocamento obtido nas análises dinâmicas independentemente da acção sísmica ser do tipo I (afastada) ou do tipo II (próxima). A combinação do método N2 com os métodos “pushover” conduz a desvios por excesso de 49.5% para a acção sísmica do tipo I (afastada) e de 35.9% para acção sísmica do tipo II (próxima). Verifica-se ainda que o ponto de desempenho obtido pela combinação do método “pushover” adaptativo com o CSM apresenta desvios por defeito de 18.4% para acção sísmica do tipo I (afastada) e de 27.5 % para acção sísmica do tipo II (próxima).

A curva de capacidade obtida pelo método “pushover” adaptativo mobiliza menor corte basal que a curva resultante do método convencional com perfil uniforme. Da aplicação do método CSM à curva de capacidade do método “pushover” adaptativo, à partida, resultariam pontos de desempenho maiores que aqueles obtidos no método convencional uniforme, à semelhança do que aconteceu com o método

“pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo. Porém tal não se verifica, o que está relacionado com a definição da recta tangente ao espectro de capacidade do método “pushover” adaptativo. Da observação das figuras A.25 a A.30 verifica-se que a forma do espectro de capacidade do método “pushover” adaptativo leva a que a sua recta tangente possua declive superior aos restantes casos, resultando num maior coeficiente de amortecimento; desta forma o espectro de resposta corrigido intersecta o espectro de capacidade para valores de deslocamento inferiores.

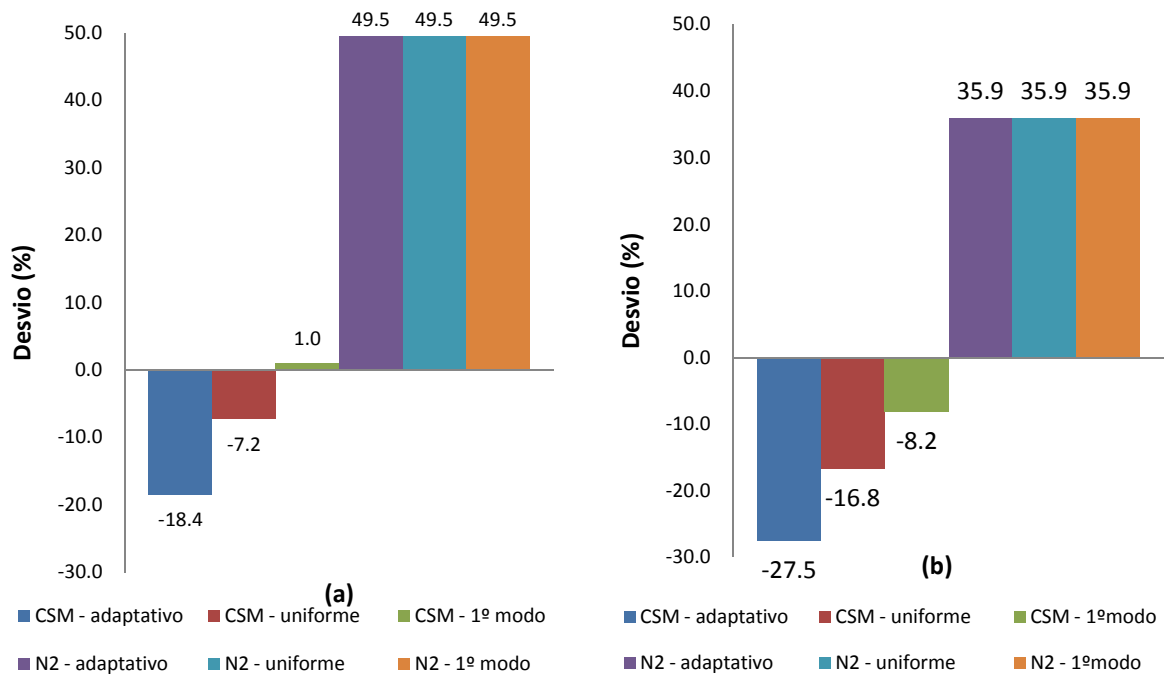


Fig. 4.24 – Desvio (%) do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas com as análises dinâmicas, na direcção longitudinal: (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Costa Cabral.

Na direcção transversal, figura 4.25, para a acção sísmica do tipo I (afastada) a combinação do método “pushover” convencional com perfil uniforme com o método CSM resulta numa melhor estimativa do deslocamento obtido nas análises dinâmicas e para acção sísmica do tipo II (próxima) é a combinação do método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo. Nesta direcção a aplicação do método N2 conduz a desvios superiores a 100%.

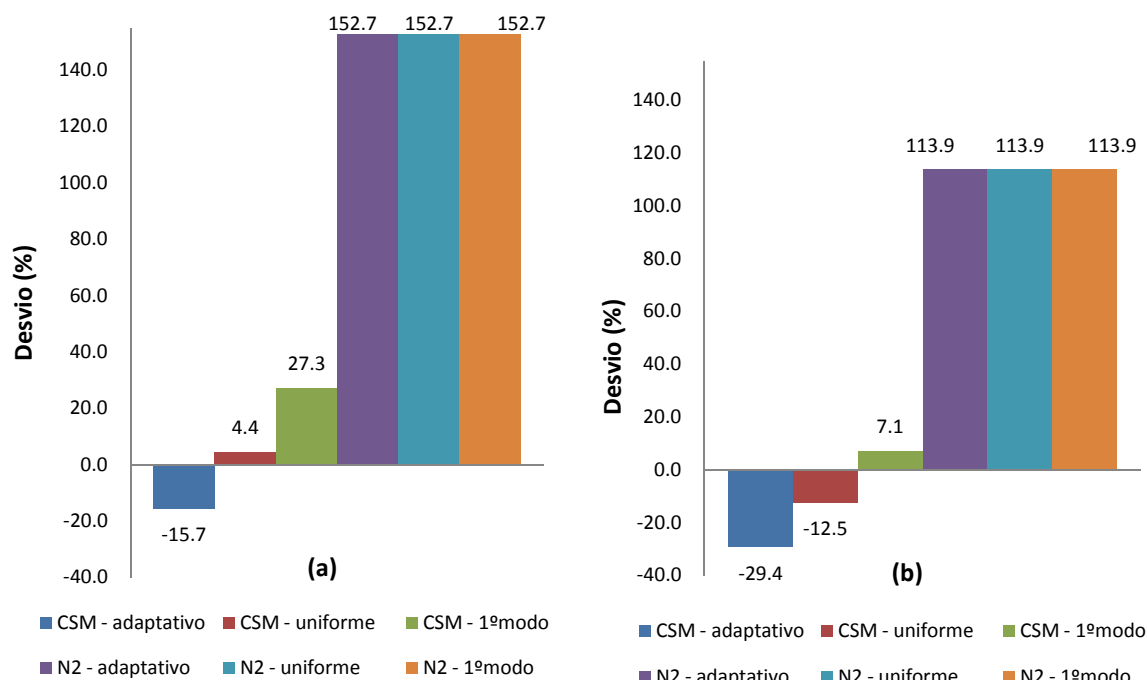


Fig. 4.25 – Desvio (%) do deslocamento obtido nas combinações das análises estáticas com as análises dinâmicas, na direcção transversal: (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Costa Cabral.

4.6.4. PERFIS DE DESLOCAMENTO E “DRIFT”

Os perfis de deslocamentos e de “drift” entre pisos permitem retirar indicações de que forma cada piso se desloca da sua posição de origem perante uma determinada solicitação sísmica, informação que permite uma avaliação do edifício mais completa e estabelecer uma melhor comparação entre os métodos “pushover” envolvidos no presente trabalho.

Ao longo da análise do edifício Costa Cabral, devido ao facto de facilitar a interpretação dos resultados, considerou-se como primeiro piso o nível do tecto da cave e o piso técnico é considerado como um piso normal.

Na figura 4.26 representam-se os perfis de deslocamentos obtidos para a direcção longitudinal. Na figura é perceptível que os perfis que resultaram da aplicação conjunta dos métodos “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo e do método CSM reproduzem de uma forma mais adequada os perfis de deslocamentos obtidos nas análises dinâmicas, sendo mais evidente para a acção sísmica do tipo I (afastada) onde praticamente os dois perfis se sobrepõem.

Em relação ao método “pushover” adaptativo com o método CSM a partir do terceiro piso afasta-se do perfil da análise dinâmica assumindo uma curvatura oposta. No que diz respeito aos perfis que resultaram dos pontos de desempenho obtidos pelo método N2, pode verificar-se que estes sobrevalorizam consideravelmente os deslocamentos esperados para cada piso

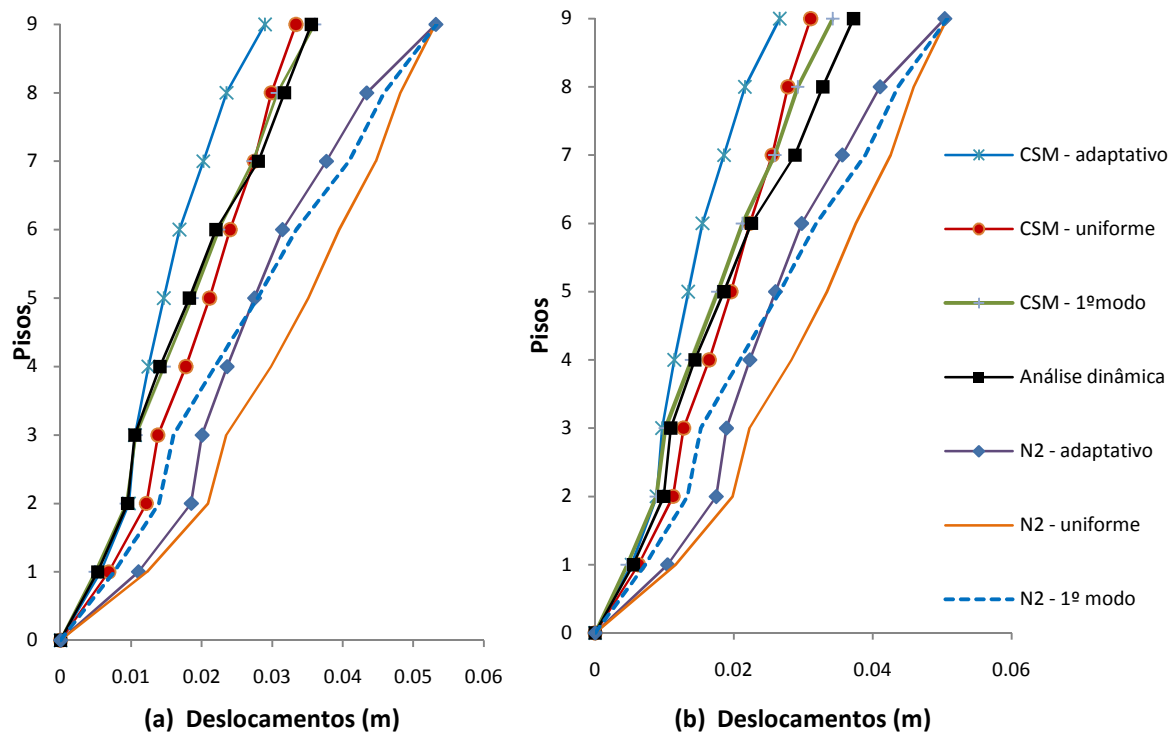


Fig. 4.26 – Perfis de deslocamento na direcção longitudinal: (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Costa Cabral.

Os perfis de deslocamentos para a direcção transversal do edifício Costa Cabral estão contidos na figura 4.27. Os perfis de deslocamentos em correspondência com os pontos de desempenho obtidos pela aplicação do método N2 apresentam uma configuração diferente dos perfis obtidos nas análises dinâmicas sobrestimando o deslocamento expectável em cada piso.

Nas combinações com base no método CSM não é fácil perceber qual o método “pushover” que apresenta maior fidelidade aos perfis obtidos nas análises dinâmicas, sendo todos bastante próximos entre si. No entanto, para acção sísmica do tipo I (afastada) o perfil de deslocamentos que resultou da aplicação do método “pushover” convencional com perfil de forças uniforme parece ser aquele que adquire uma configuração mais próxima do perfil resultante da análise dinâmica. Para acção sísmica tipo II (próxima) os métodos “pushover” convencionais apresentam uma melhor simulação do perfil da análise dinâmica, sendo de difícil avaliação qual dos dois é o mais adequado.

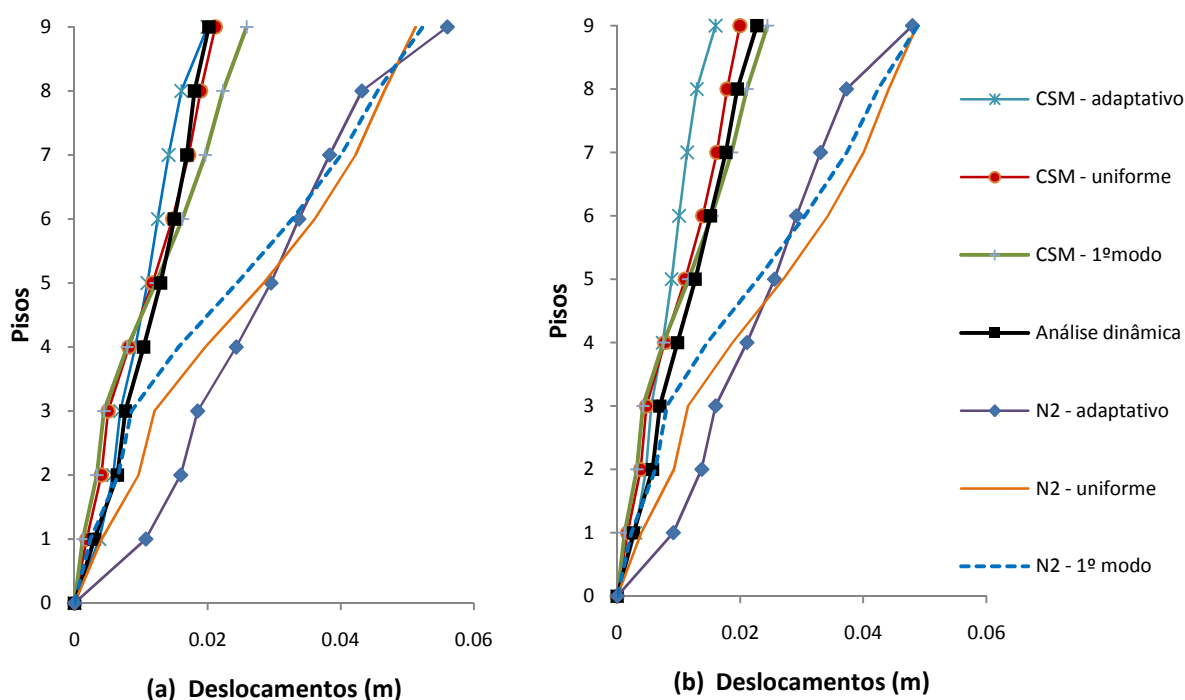


Fig. 4.27 – Perfis de deslocamento na direcção transversal: (a) acção sísmica do tipo I (afastada); (b) acção sísmica do tipo II (próxima) – Edifício Costa Cabral.

De seguida apresentam-se os perfis de “drift” obtidos nas análises dinâmicas, seguidos do desvio das análises estáticas em relação ao perfil correspondente das análises dinâmicas. Na figura 4.28 e 4.29 estão os resultados relativos à direcção longitudinal e transversal, respectivamente. Nos perfis de “drift” da análise dinâmica estão representados em traço contínuo de cor negra os perfis em correspondência com o máximo deslocamento no piso de controlo para acção sísmica considerada e a traço interrompido a envolvente de “drift” para essa mesma solicitação sísmica.

Iniciando a análise pela direcção longitudinal, figura 4.28, verificou-se que o “drift” máximo foi alcançado quando o edifício foi submetido à acção sísmica do tipo II. Considerando o perfil em correspondência com o máximo deslocamento no piso de controlo, o “drift” máximo verificado acontece ao nível do sétimo piso com o valor de 0.21%, considerando a envolvente dos “drift” o valor obtido é de 0.62% ao nível do quinto piso.

É perceptível pela observação da figura 4.28 que o método “pushover” adaptativo, quando associado ao método CSM, apresenta a tendência de subvalorizar o “drift” entre pisos, tornando-se mais evidente nos pisos intermédios. No entanto, este método aplicado em conjunto com o método N2, promove um melhor ajuste nos valores de “drift” nos pisos intermédios, apresentando contudo, uma elevada sobrevalorização (com máximo de cerca de 1.57 vezes) dos valores de “drift” nos dois primeiros e nos dois últimos pisos. No que diz respeito aos métodos “pushover” convencionais, de uma forma geral, estes apresentam melhores resultados quando combinados com o método CSM.

Na direcção longitudinal, o método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo combinado com o método CSM, é o que melhor se adequa à reprodução dos valores de “drift” entre pisos obtidos na análise dinâmica em correspondência com o deslocamento máximo no piso de controlo, uma vez que apresenta globalmente menores desvios em relação à análise dinâmica.

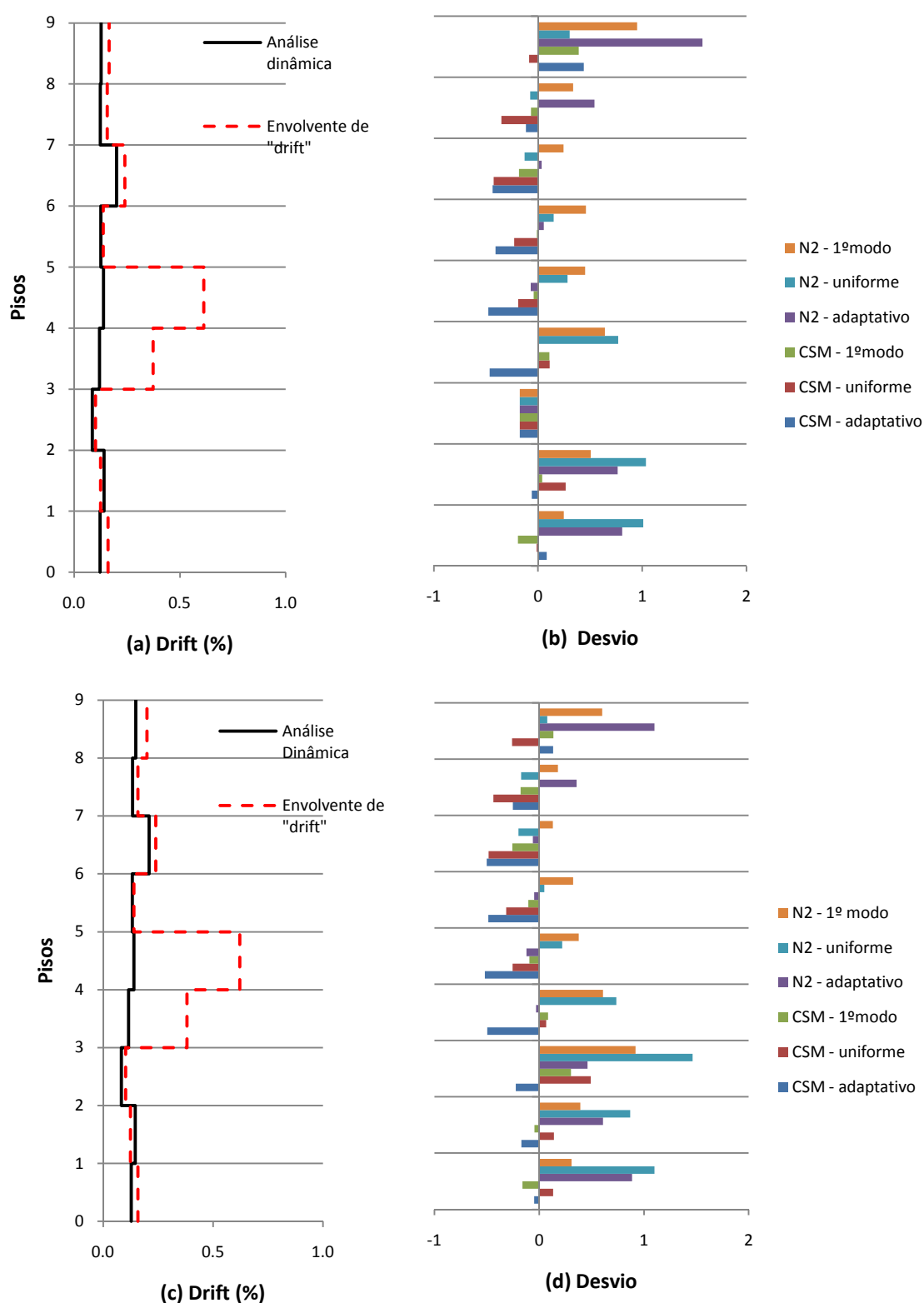


Fig. 4.28 – Direcção longitudinal, edifício Costa Cabral: (a) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil em (a); (c) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil em (c).

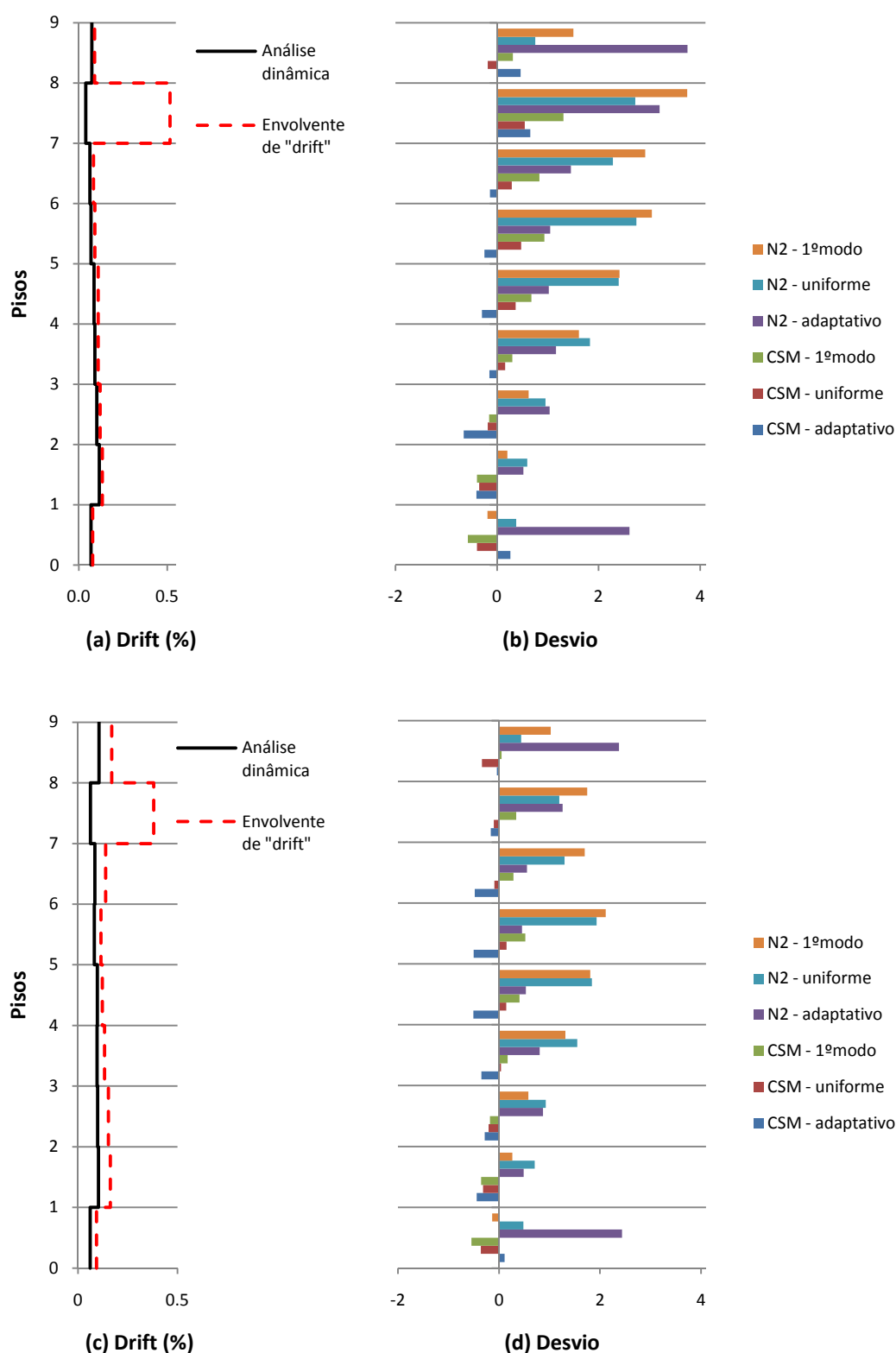


Fig. 4.29 – Direcção transversal, edifício Costa Cabral: (a) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo I (afastada); (b) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil em (a); (c) perfil de "drift" por piso acção sísmica tipo II (próxima); (d) desvio das análises estáticas não-lineares em relação ao perfil em (c).

Na figura 4.29 apresentam-se os perfis de “drift” resultantes das análises dinâmicas e os desvios das análises estáticas correspondentes para a direcção transversal do edifício Costa Cabral. Nesta direcção o valor de “drift” máximo deve-se à acção sísmica do tipo I (afastada) com um valor de 0.115% em correspondência com o deslocamento máximo no piso de controlo e de 0.517% para a envolvente de “drift”.

Pela observação da figura 4.29 é perceptível que as combinações com método CSM conduzem a valores menores de desvio em comparação as combinações com o método N2; desta forma na análise que se segue apenas as combinações com o método CSM são consideradas.

De uma forma geral o método “pushover” adaptativo associado ao método CSM apresenta desvios negativos ao nível dos pisos intermédios, isto é, subestima o “drift” entre os pisos intermédios quando comparado com as análises dinâmicas. Os métodos “pushover” convencionais em combinação com o método CSM apresentam desvios negativos ao nível dos dois primeiros pisos, mas em altura os desvios passam a positivos. Os valores absolutos dos desvios nas três análises referidas não são muito diferentes, no entanto, o método “pushover” com perfil uniforme na análise conjunta das duas acções sísmicas mostra-se ligeiramente mais precisa.

4.6.5. PERFIS DE CORTE POR PISO

À semelhança dos casos de estudo anteriores, também para o edifício Costa Cabral interessa analisar os perfis de corte obtidos para as análises dinâmicas e os desvios que as análises estáticas apresentam em relação a esses mesmos perfis de forma a permitir uma comparação mais completa entre os métodos “pushover”. Os perfis em estudo representam a envolvente de corte mobilizado ao nível de cada piso

Na figura 4.30 representam-se os perfis de corte por piso obtidos para a direcção longitudinal do edifício Costa Cabral. O corte basal máximo mobilizado nesta direcção é de 404 kN e deve-se à acção sísmica do tipo II (próxima).

O método “pushover” adaptativo para a direcção longitudinal quando associado ao método CSM apresenta-se como inadequado na previsão do esforço de corte ao nível de cada piso, sendo a combinação onde se verifica os maiores valores de desvio. Pode ainda referir-se que as restantes combinações com o método CSM na obtenção do ponto de desempenho apresentam desvios sempre negativos em relação às análises dinâmicas. Utilizando o método N2 os desvios variam entre positivos e negativos.

Da observação da figura 4.30 pode ainda referir-se que o método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo associado ao método N2 apresenta um ajuste melhor aos perfis obtidos nas análises dinâmicas pois apresenta desvios negativos menores que as restantes análises estáticas.

Na figura 4.31 apresentam-se os perfis de corte das análises dinâmicas e os respectivos desvios das análises estáticas para a direcção transversal do edifício Costa Cabral. O corte basal máximo foi obtido na análise dinâmica com acção sísmica do tipo II (próximo) com o valor de 714.8 kN.

Para a direcção transversal a combinação do método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo com o método N2, em grande parte do edifício, apresenta menores valores de desvio em relação ao perfil de corte da análise dinâmica quando comparada com as restantes análises, apesar de no último piso sobrevalorizar consideravelmente o esforço de corte, esta é considerada a combinação que conduz a melhores resultados.

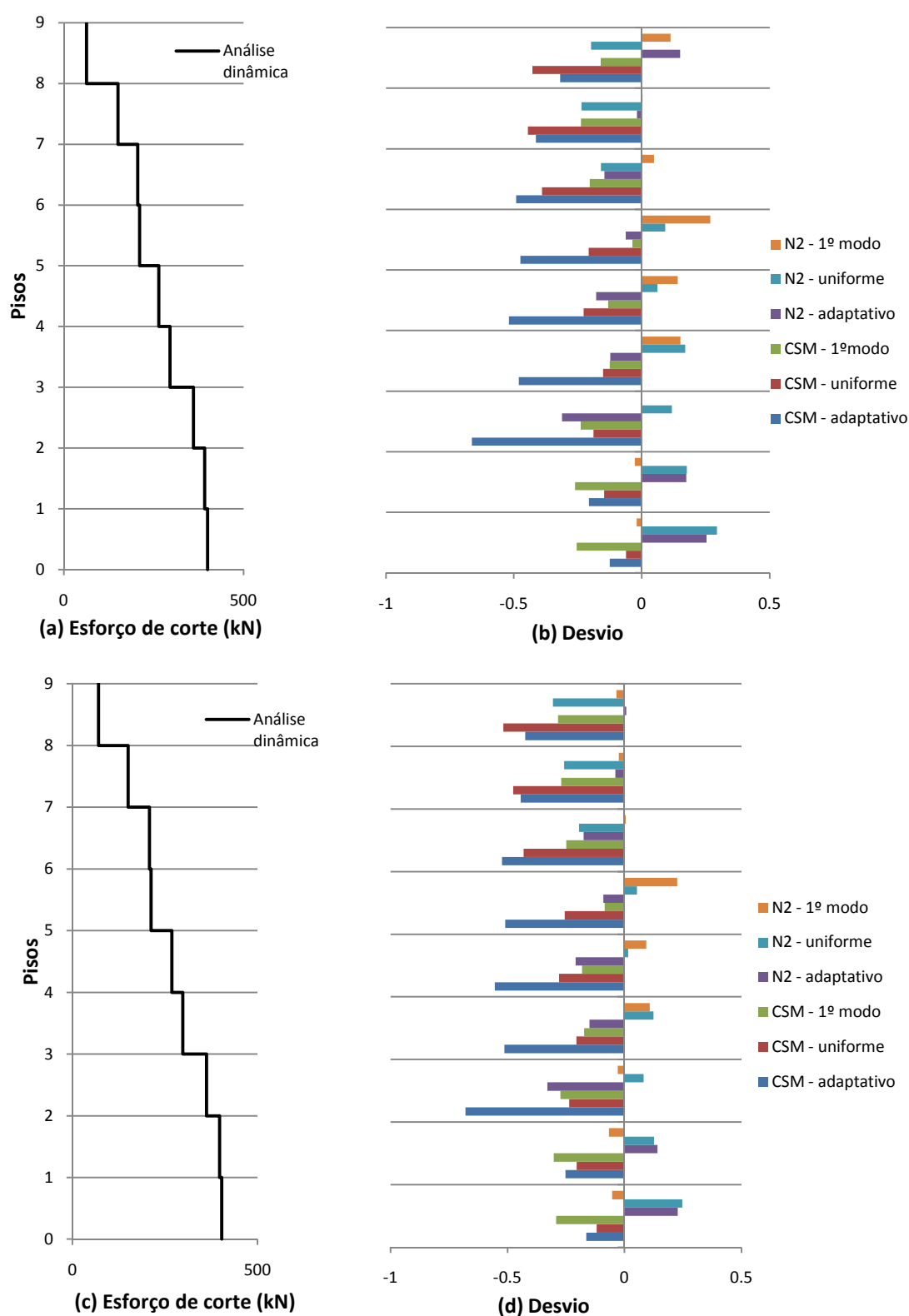


Fig. 4.30 – Direcção longitudinal edifício Costa Cabral: (a) perfil de corte, acção sísmica do tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica do tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (c).

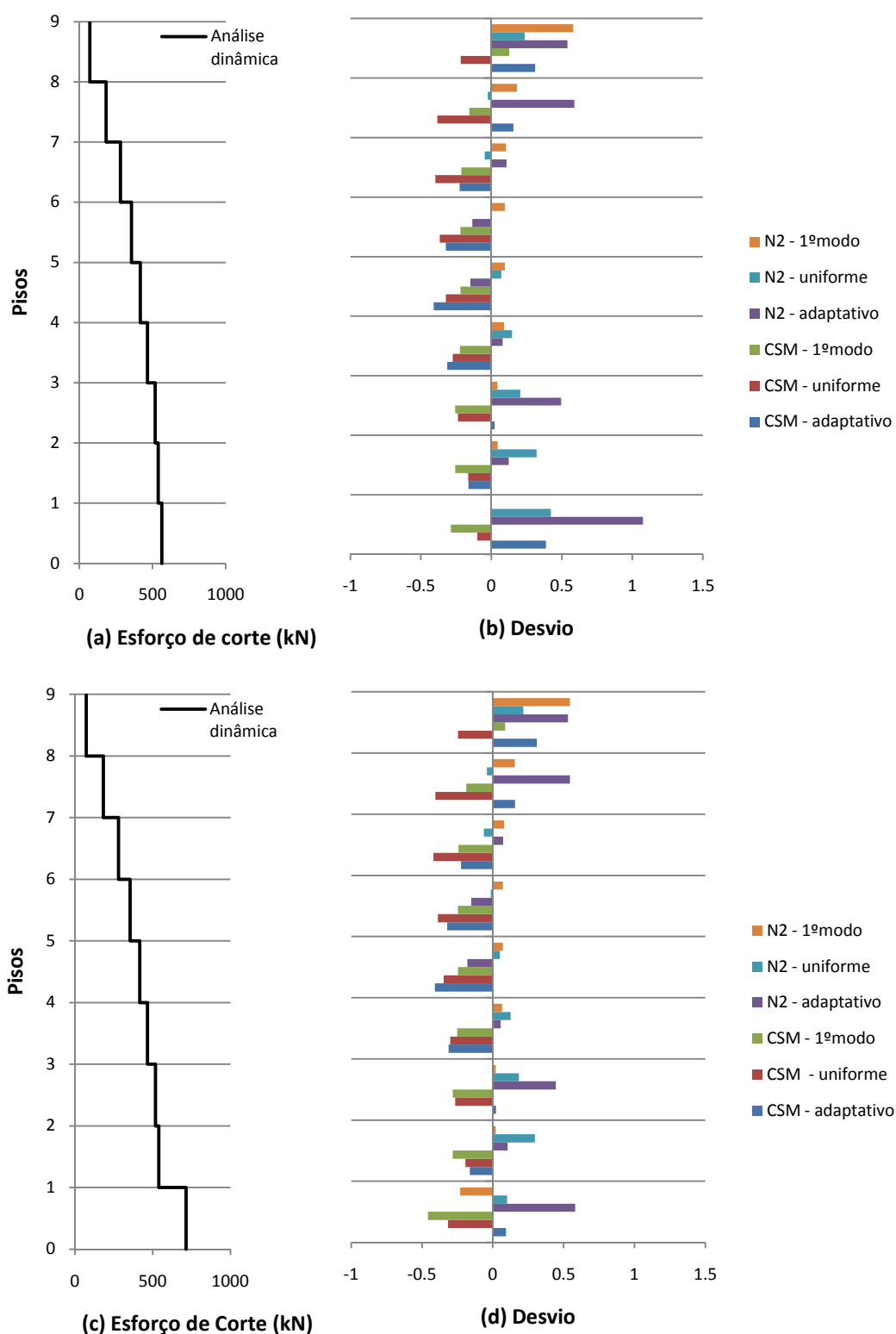


Fig. 4.31 – Direcção transversal edifício Costa Cabral: (a) perfil de corte, acção sísmica do tipo I (afastada); (b) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (a); (c) perfil de corte, acção sísmica do tipo II (próxima); (d) desvio dos valores de corte em relação ao perfil (c).

4.6.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O método “pushover” adaptativo na direcção longitudinal do edifício Costa Cabral fornece uma curva de capacidade que se ajusta adequadamente aos pontos obtidos nas análises dinâmicas, o que não se verificou em nenhum dos restantes casos de estudo. No entanto, os resultados fornecidos por este método não se mostraram vantajosos em relação aos métodos “pushover” convencionais

Para a direcção longitudinal pode acrescentar-se ainda que os resultados obtidos pela aplicação do método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo associado ao método CSM conduzem a melhores estimativas dos deslocamentos no piso de controlo e nos perfis de deslocamentos e “drift”; no entanto, a combinação com o método N2 apresenta a melhores resultados na estimativa do corte por piso.

Na direcção transversal do edifício Costa Cabral, as combinações dos métodos “pushover” convencionais com o método CSM são aquelas que conduzem a uma melhor estimativa do deslocamento esperado no piso de controlo, dos perfis de deslocamentos e “drift”. No que diz respeito aos perfis de corte por piso o método “pushover” com perfil proporcional ao primeiro modo associado ao método N2 é o que se mostra mais ajustado aos resultados das análises dinâmicas.

Pode então concluir-se que da aplicação dos métodos “pushover” convencionais resultam as melhores estimativas dos resultados obtidos nas análises dinâmicas, embora dependendo do método utilizado na determinação do ponto de desempenho.

4.7. SÍNTESE DE RESULTADOS

Pretende-se nesta secção efectuar uma síntese dos resultados obtidos para cada caso de estudo referindo as principais conclusões retiradas.

No edifício Parnaso foi verificado que as curvas de capacidade obtidas pelos métodos “pushover” convencionais promovem um melhor ajuste aos pontos obtidos na análise dinâmica. Ao nível dos pontos de desempenho a combinação do método “pushover” adaptativo com o método N2 revelou-se como aquela que conduz a deslocamentos mais próximos dos obtidos nas análises dinâmicas efectuadas. No entanto, a combinação dos métodos “pushover” convencionais revelaram-se mais precisas nos restantes parâmetros de comparação.

O edifício que se seguiu na análise foi o edifício Infante Santo, onde se pôde constatar que as curvas de capacidade obtidas pelo método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo, de uma forma geral, se adequam melhor aos pontos resultantes da análise dinâmica. Nos restantes pontos de comparação considerados na análise, a combinação do método “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo com o método N2, mostrou-se mais adequada aos resultados obtidos na análise dinâmica.

Para finalizar, apresenta-se uma síntese de resultados para o edifício Costa Cabral. É perceptível que para este edifício da combinação dos métodos “pushover” convencionais com o método CSM resultam as melhores estimativas dos deslocamentos para o piso de controlo, perfis de deslocamento e “drift” em relação aos obtidos nas análises dinâmicas efectuadas. No entanto, a melhor previsão do perfil de corte resulta da combinação do método “pushover” convencional com perfil de forças proporcional ao primeiro modo com o método N2.

Em suma, os métodos “pushover” convencionais combinados com o método N2 conduzem globalmente a melhores estimativas dos resultados das análises dinâmicas.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS E ACÇÕES FUTURAS

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em primeiro lugar, julga-se pertinente referir que as conclusões obtidas no presente trabalho são válidas mas não podem ser consideradas como representativas da globalidade dos casos, uma vez que apenas foram estudados três edifícios construídos durante a década de 50 e para duas zonas sísmicas distintas. Apesar disso é um contributo a ter em conta, porque se trata de edifícios reais de um grande universo do parque edificado do século XX.

No capítulo 4 apresentaram-se os resultados obtidos nas análises estáticas e dinâmicas para cada caso de estudo efectuando-se comentários em relação à combinação do método “pushover” com o método CSM ou N2 que conduzia a melhores resultados em cada parâmetro de comparação com as análises dinâmicas efectuadas. Pretende-se neste capítulo obter conclusões acerca de qual método “pushover”, adaptativo ou convencional, traz mais vantagens na avaliação dos edifícios.

Ao longo das análises efectuadas verifica-se que a aplicação do método “pushover” convencional com os dois perfis considerados, uniforme e proporcional ao primeiro modo, de uma forma geral, reproduzem melhor os resultados obtidos nas análises dinâmicas do que o método “pushover” adaptativo. Esta constatação indica que, na análise de edifícios com concepção estrutural e materiais idênticos aos casos de estudo, da aplicação do método “pushover” não-adaptativo com os dois perfis de forças considerados obter-se-ão resultados adequados à avaliação da vulnerabilidade sísmica desses edifícios. Levanta-se a questão se esta constatação não estará relacionada com a flexibilidade dos edifícios em análise?

Um dos factores que influencia fortemente às análises dos métodos “pushover”, quer adaptativo quer convencional, é o método adoptado na determinação do ponto de desempenho de cada direcção dos edifícios, merecendo por isso uma reflexão acerca do método que deve ser utilizado. Das análises efectuadas pode facilmente perceber-se que o método N2 ou apresenta menores desvios globais ou quando apresenta desvios significativos, estes tendem a sobrevalorizar os deslocamentos e/ou os esforços de corte, ou seja, os valores obtidos pelo método N2 estão mais do lado da segurança que os valores do método CSM.

Uma vez que o método “pushover” convencional e o método N2 se revelaram mais vantajosos, pode concluir-se que a abordagem prevista pelo EC8 para edifícios idênticos aos casos de estudo conduz a resultados adequados na previsão do comportamento desses edifícios perante a acção sísmica regulamentar.

Um aspecto que se julga interessante apontar é o esforço computacional requerido para cada método “pushover” e para a análise dinâmica, num computador dotado de um processador de 2.5 GHz. O método “pushover” convencional e a análise dinâmica requeriam cerca de 7 a 15 minutos por simulação para os edifícios Infante Santo e Parnaso, e o edifício Costa Cabral de cerca de 1 hora. O método “pushover” adaptativo para os dois primeiros edifícios referidos exigia um tempo de cerca de 15 a 30 minutos por análise e o edifício Costa Cabral cerca de 3 a 4 horas por análise. Ao nível do tratamento de dados a análise dinâmica exigia cerca de 5 vezes mais tempo que as análises estáticas, sendo claramente esta a grande desvantagem da aplicação da análise dinâmica ao estudo sísmico de edifícios.

5.2. ACÇÕES FUTURAS

Neste trabalho foram estudados três edifícios construídos durante a década de 50, concebidos com pouca preocupação face às acções sísmicas. Desta forma é pertinente que, em trabalhos futuros, sejam analisados edifícios mais recentes e/ou em mais zonas sísmicas também diferentes, para que os resultados cubram o maior leque possível de situações distintas e possam conduzir a desta uma base mais sólida na avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios.

Os casos de estudo foram analisados sem a contribuição das paredes de alvenaria que têm um papel importante na resposta da estrutura perante um evento sísmico, pelo que se julga interessante introduzir ao algoritmo do método “pushover” adaptativo a possibilidade de simular paredes de alvenaria (à semelhança do que foi feito por Milheiro, 2008) e verificar os mesmos casos de estudo.

No estudo efectuado foram considerados apenas os parâmetros relacionados com os deslocamentos e corte total por piso, sugere-se então que para os mesmos casos e estudo sejam avaliados os seguintes parâmetros:

- Distribuição dos esforços de corte pelos pilares;
- O processo de formação do mecanismo de rotura do edifício;
- Avaliar as alterações do período fundamental da estrutura e da contribuição dos modos ao longo da análise com o método “pushover”;
- Analisar os edifícios com recurso a um programa que permita a modelação tridimensional de forma a captar os efeitos de torção sobre os elementos estruturais.

BIBLIOGRAFIA

- Antoniou, S.; Pinho, R., *Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive forced-based pushover procedures*, Journal of Earthquake Engineering, vol. 8, nº4 pag. 497-522, 2004, Imperial College Press, Londres.
- Antoniou, S.; Pinho, R., *Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure*, Journal of Earthquake Engineering, vol. 8, nº5 pag. 643-661, 2004, Imperial College Press, Londres.
- ATC 40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings – Applied Technology Council1*, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96-01 vol. 1, Redwood City, California, 1996.
- Bento, Rita *et al*, *Método do espectro de capacidade adaptativo para avaliação sísmica de estruturas*, Sísmica 2007 – 7º congresso de sismologia e engenharia sísmica.
- Bracci, J. M.; Kunnath, S. K.; Reinhorn, A. M., *Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures*, Journal of Structural Engineering, 123(1), pag. 3-10, 1997.
- CEN, Eurocódigo 8: *Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, Comité Europeu de Normalização, 2004.
- Elnashai, Amr S., *Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications*, Structural Engineering and Mechanics 12(1), pag. 51-69, 2001.
- Elnashai, Amr S., *Do we really need inelastic dynamic analysis?*, Journal of Earthquake Engineering, vol. 6, Special issue1 pag. 123-130, 2002, Imperial College Press, Londres.
- Freitas, R., *Estudo numérico do impacto da nova acção sísmica prevista no Eurocódigo 8 para o comportamento de edifícios na região norte de Portugal*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- Gupta, B.; Kunnath, S. K., *Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures*, Earthquake Spectra 16(2), 367-391, 2000.
- Krawinkler, Helmut; Seneviratna, G. D. P. K., *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*, Engineering structures, vol. 20 pag. 452-464, 1998, Elsevier Science Ltd, Grã-bretanha.
- Marques, Mário, *Avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica de edifícios*, Dissertação de Douturamento, FEUP, em fase de finalização.
- Melro, D. *Comportamento Sismo-resistente de instalações hospitalares*, Dissertação de mestrado, Lisboa, IST, 2006.
- Milheiro, João L. V. *Estudo numérico da influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo no comportamento sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- Requena, M.; Ayala, G., *Evaluation of simplified method for determination of nonlinear seismic response of RC frames*, Proc. of the twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2109, Auckland, New Zealand, 2000.
- Rodrigues, H., *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para análise sísmica de edifícios*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2005.

Romão, X., *Novos modelos de dimensionamento sísmico de estruturas*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2002.

SEAOC, *Performance base seismic engineering of buildings, Part 2: conceptual Framework*, Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, 2005.

Silva, Júlio F. F., *Análise sísmica de edifícios em betão armado com recurso a metodologias simplificadas*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.

Vanmarke *et al*, *A program for artificial motion generation*, Department of civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1976.

Varum, H., *Modelo numérico para análise sísmica de pórticos planos de betão armado*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 1995.

Anexo A

PONTOS DE DESEMPENHO OBTIDOS PELO MÉTODO CSM

No presente anexo apresentam-se as representações gráficas obtidas pela aplicação do método CSM na determinação dos pontos de desempenho para cada caso de estudo. Nos espectros de resposta corrigidos apresenta-se entre parêntesis o amortecimento efectivo calculado no decorrer do método CSM.

A.1. EDIFÍCIO PARNASO

A.1.1. DIRECÇÃO LONGITUDINAL

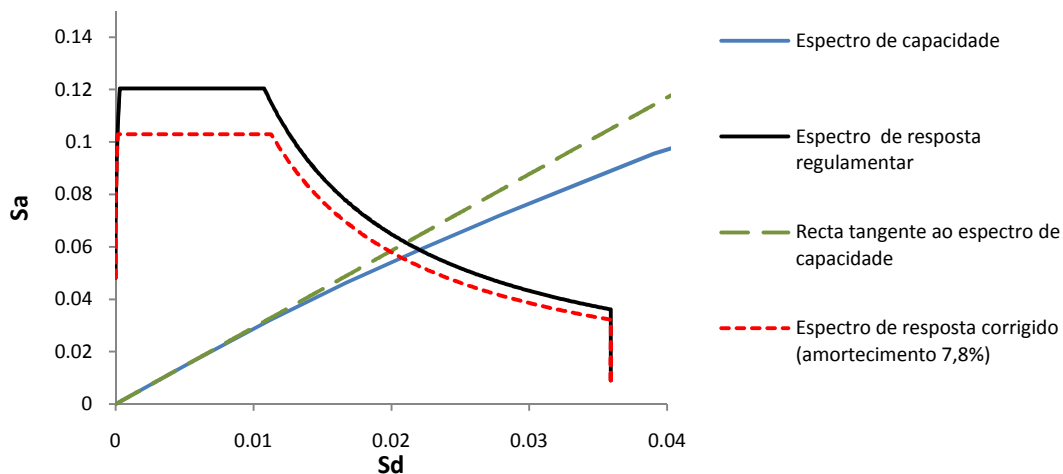


Fig. A.1 – Edifício Parnaso, direcção longitudinal, espectro de capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica tipo I

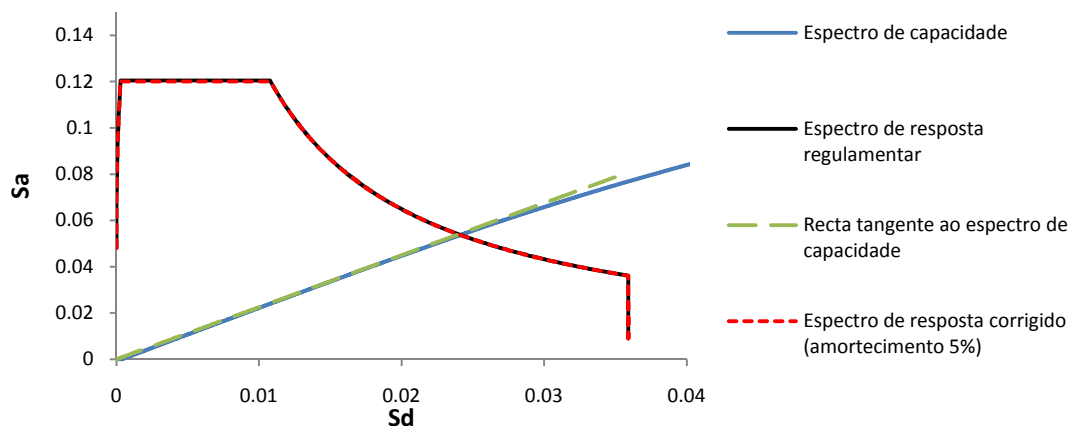


Fig. A.2 - Edifício Parnaso, direcção longitudinal, espectro de capacidade para “pushover” convencional com perfil uniforme, acção sísmica tipo I

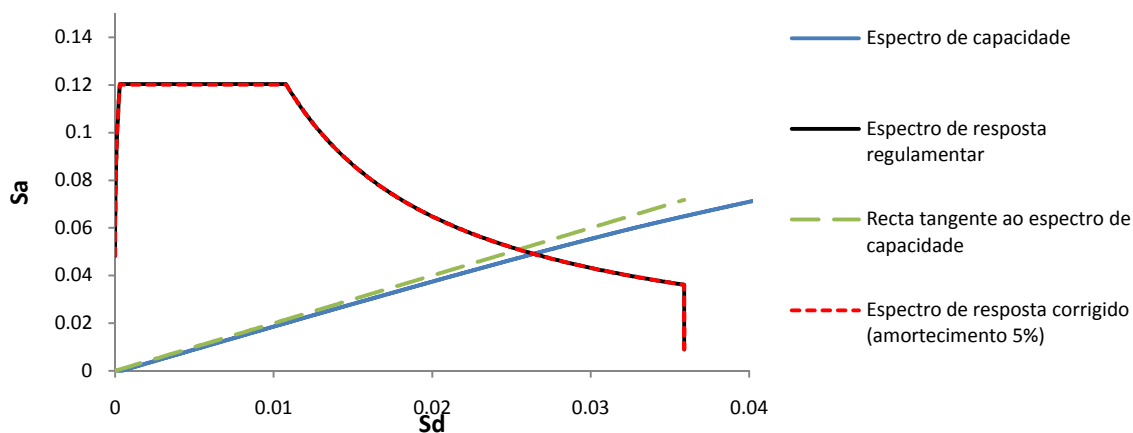


Fig. A.3 - Edifício Parnaso, direcção longitudinal, espectro de capacidade para “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica tipo I

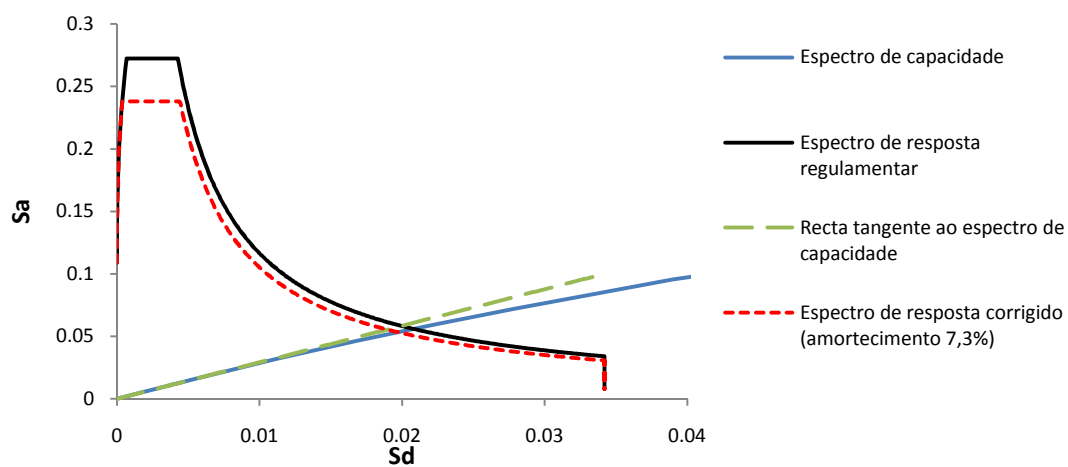


Fig. A.4 – Edifício Parnaso, direcção longitudinal, espectro de capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica tipo II

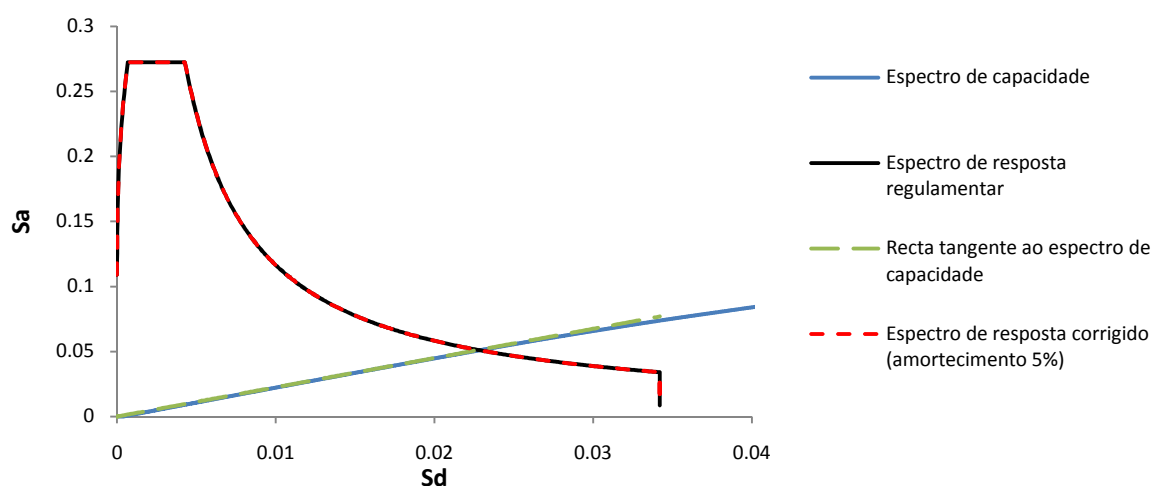


Fig. A.5 - Edifício Parnaso, direcção longitudinal, espectro de capacidade para “pushover” convencional com perfil uniforme, acção sísmica tipo II

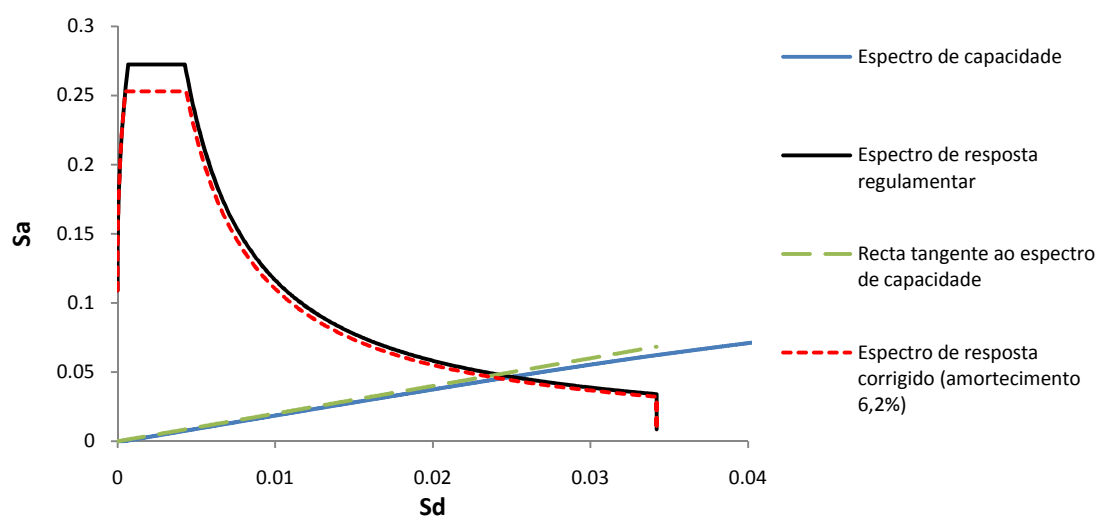


Fig. A.6 - Edifício Parnaso, direcção longitudinal, espectro de capacidade para “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica tipo II

A.1.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL

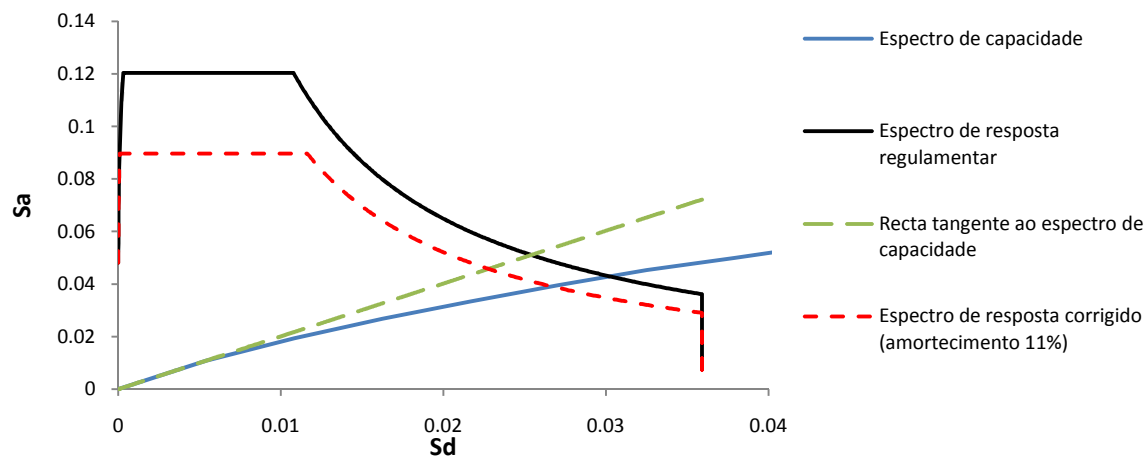


Fig. A.7 – Edifício Parnaso, direcção transversal, espectro de capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica tipo I

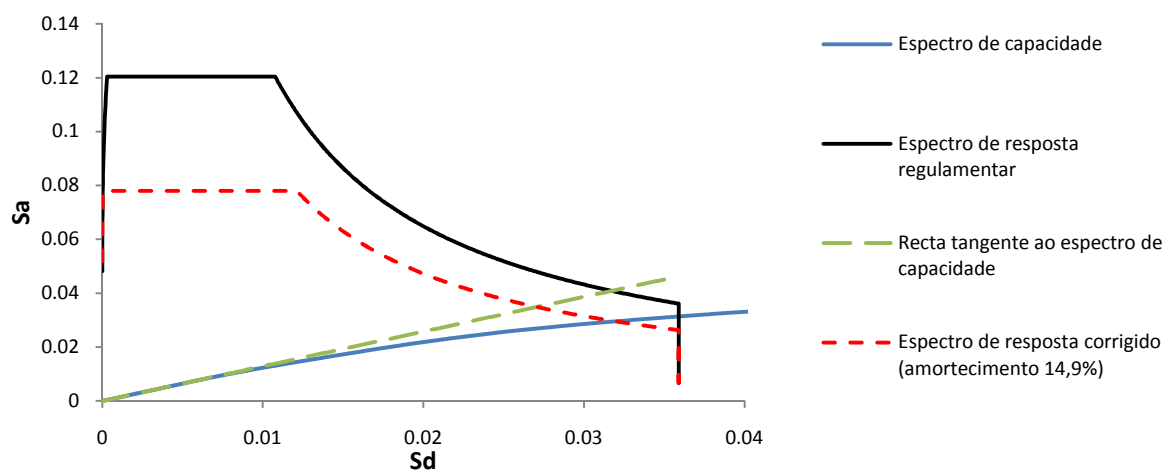


Fig. A.8 - Edifício Parnaso, direcção transversal, espectro de capacidade para “pushover” convencional com perfil uniforme, acção sísmica tipo I

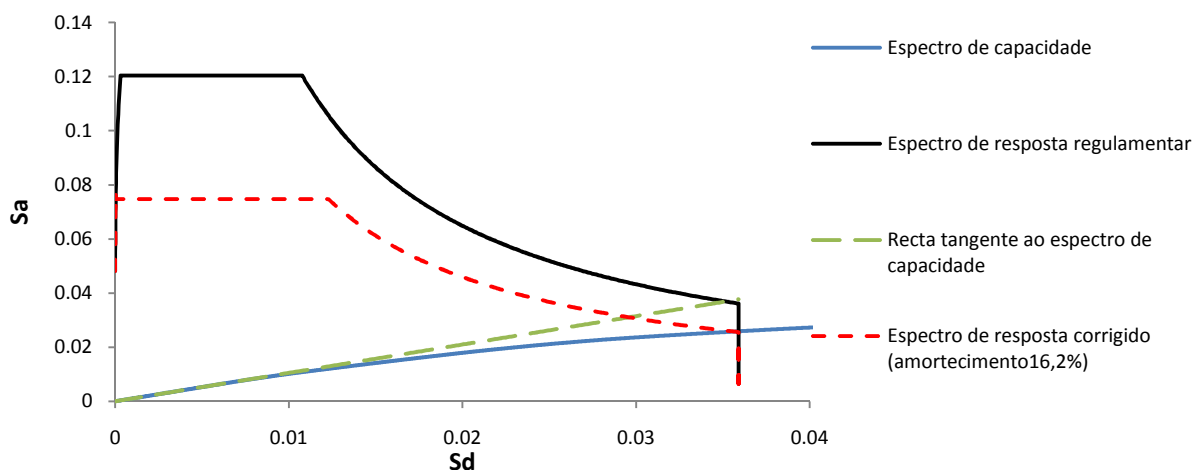


Fig. A.9 - Edifício Parnaso, direcção longitudinal, espectro de capacidade para “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica tipo I

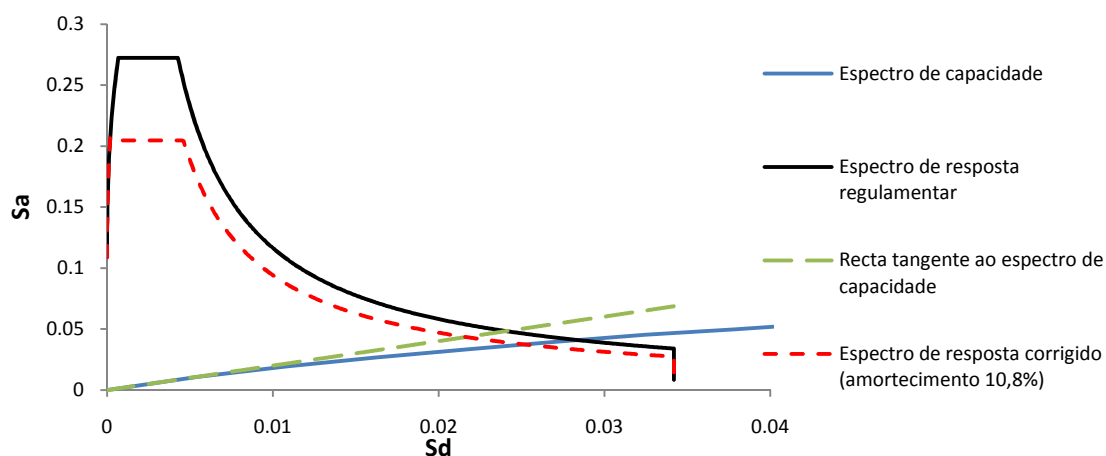


Fig. A.10 – Edifício Parnaso, direcção transversal, espectro de capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica tipo II

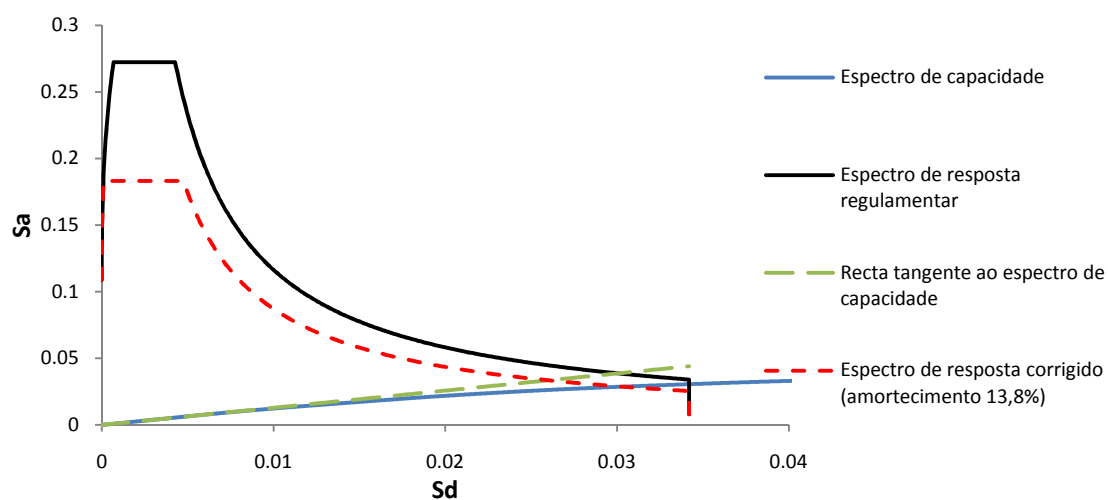


Fig. A.11 - Edifício Parnaso, direcção transversal, espectro de capacidade para “pushover” convencional com perfil uniforme, acção sísmica tipo II

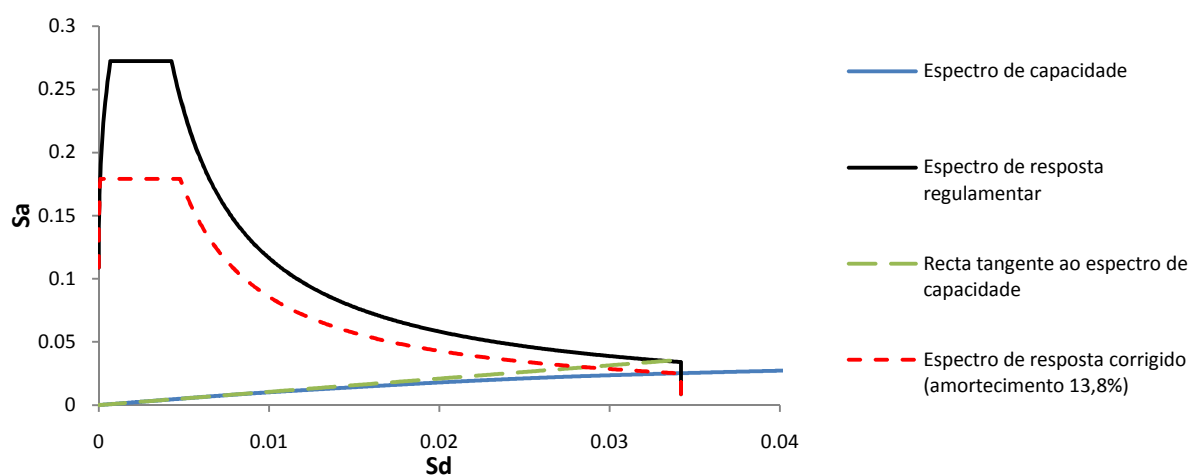


Fig. A.12 - Edifício Parnaso, direcção longitudinal, espectro de capacidade para “pushover” convencional com perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica tipo II

A.2. EDIFÍCIO INFANTE SANTO

A.2.1 DIRECÇÃO LONGITUDINAL

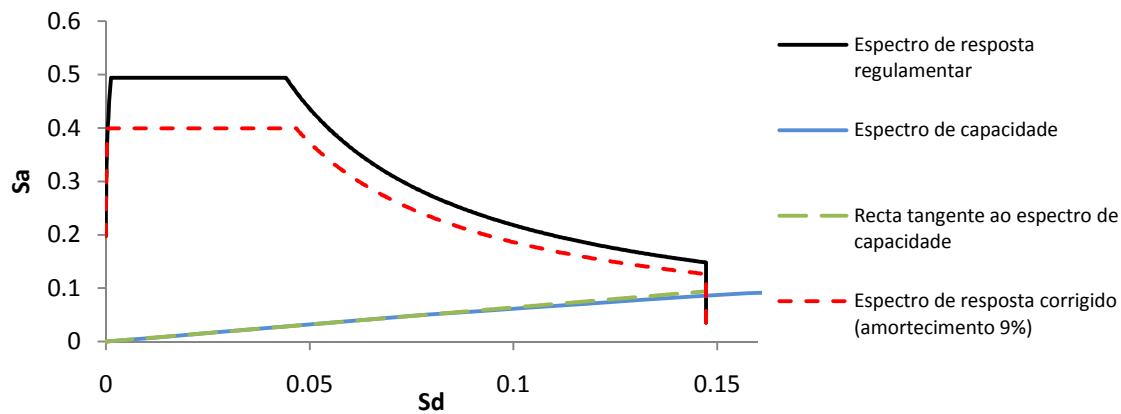


Fig. A.13 – Edifício Infante Santo, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica do tipo I

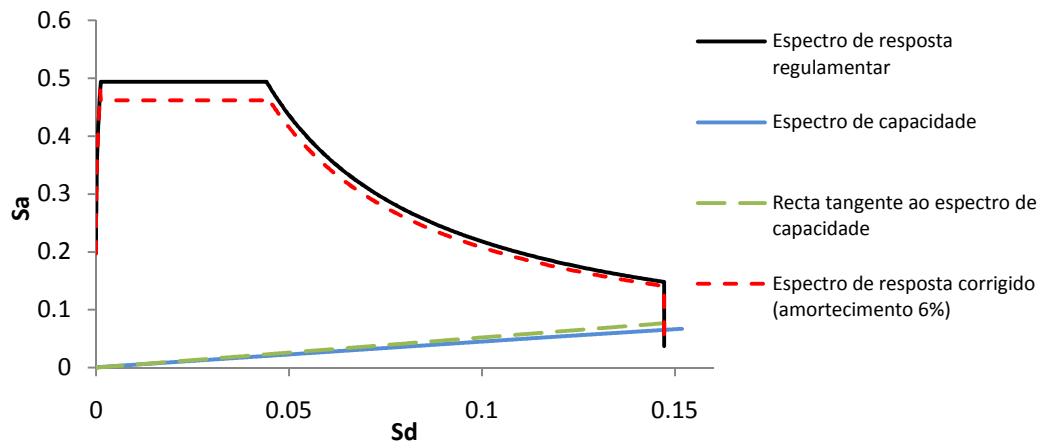


Fig. A.14 – Edifício Infante Santo, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil uniforme, acção sísmica do tipo I

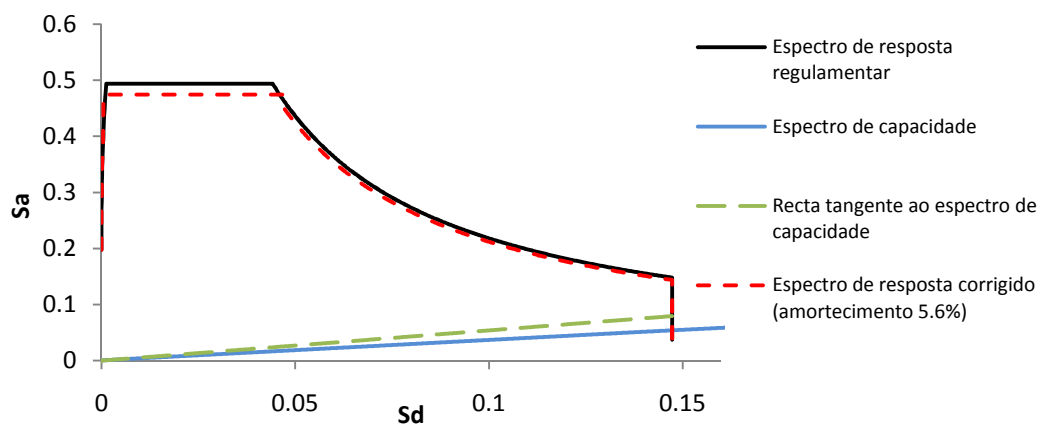


Fig. A.15 – Edifício Infante Santo, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica do tipo I

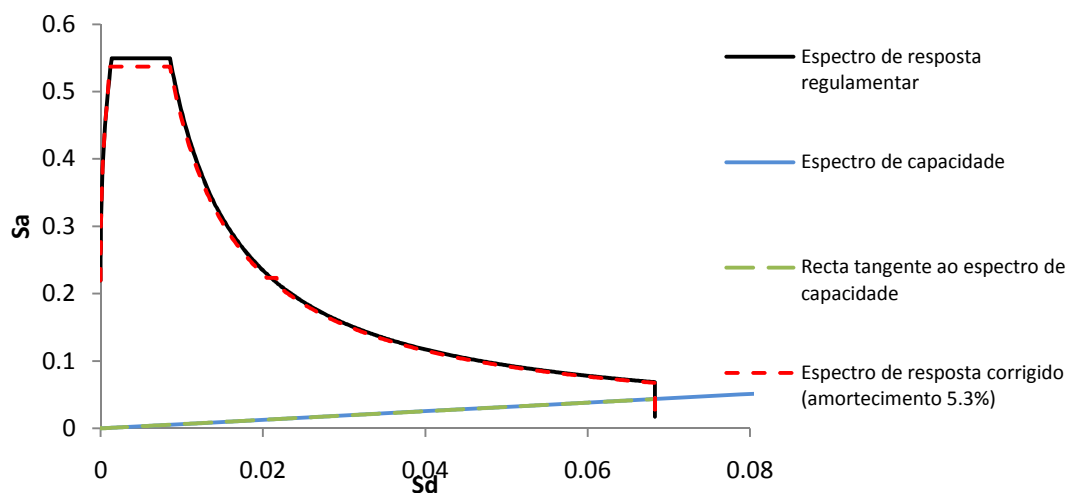


Fig. A.16 – Edifício Infante Santo, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica do tipo II

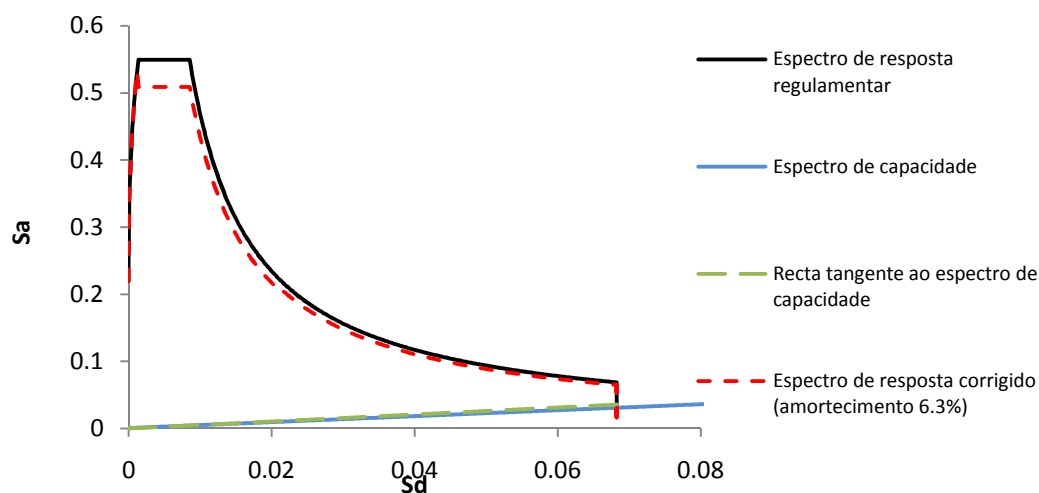


Fig. A.17 – Edifício Infante Santo, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil uniforme, acção sísmica do tipo II

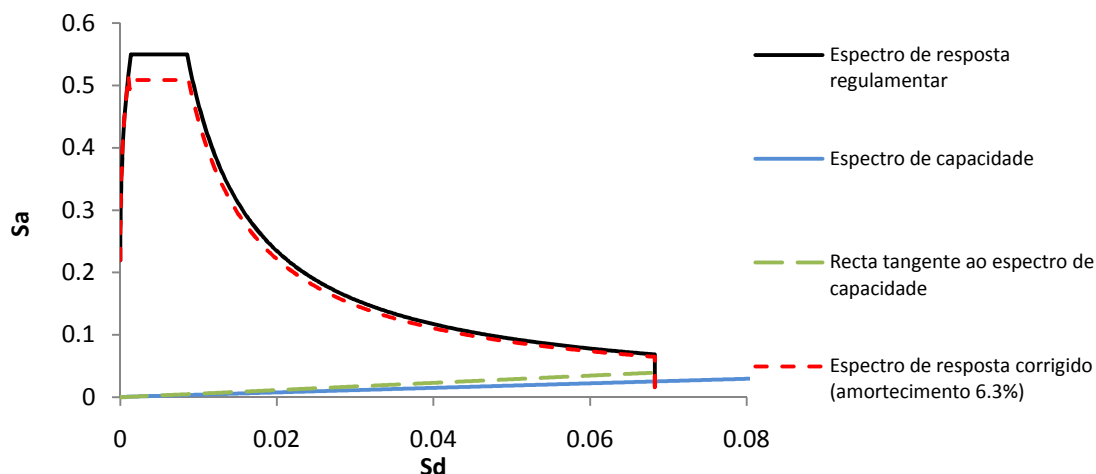


Fig. A.18 – Edifício Infante Santo, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica do tipo II

A.2.2. – DIRECÇÃO TRANSVERSAL

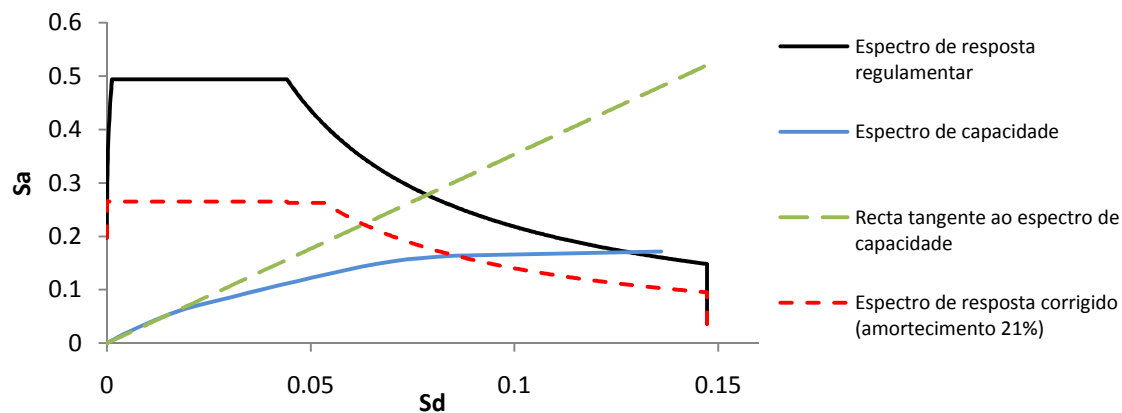


Fig. A.19 - Edifício Infante Santo, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica do tipo I

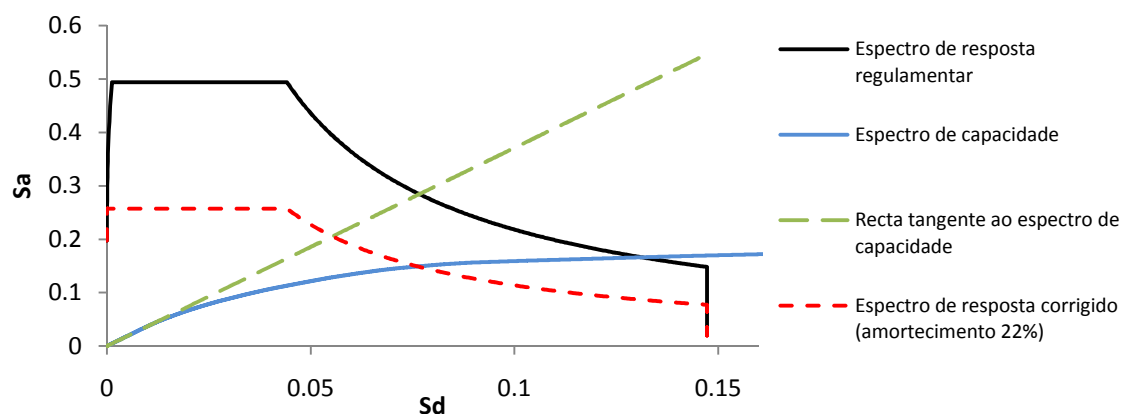


Fig. A.20 – Edifício Infante Santo, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil uniforme, acção sísmica do tipo I

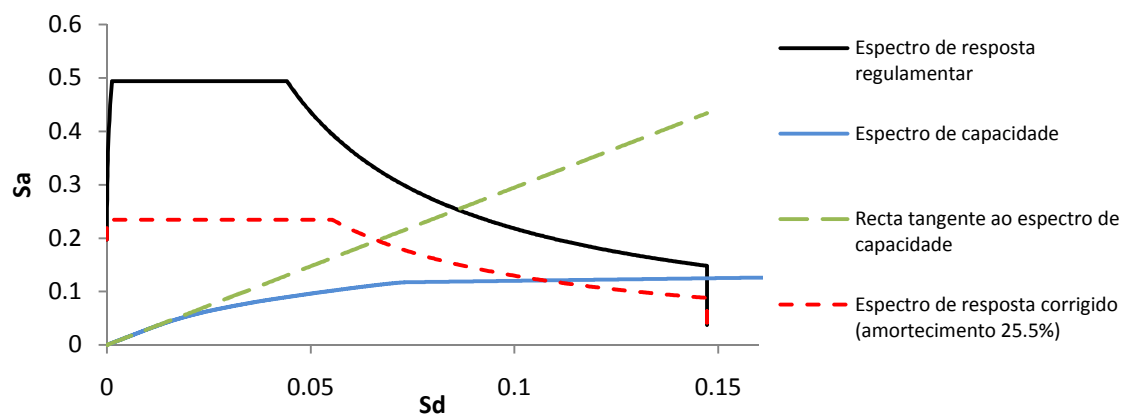


Fig. A.21 – Edifício Infante Santo, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica do tipo I

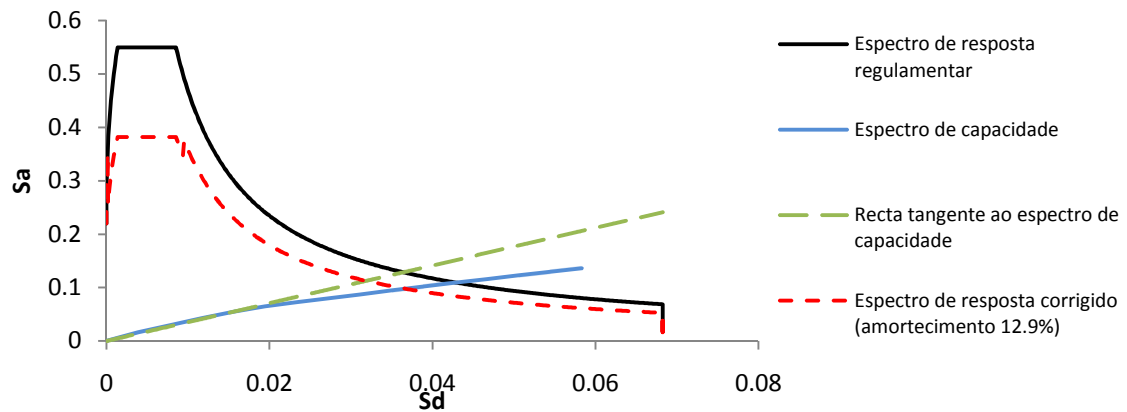


Fig. A.22 – Edifício Infante Santo, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica do tipo II

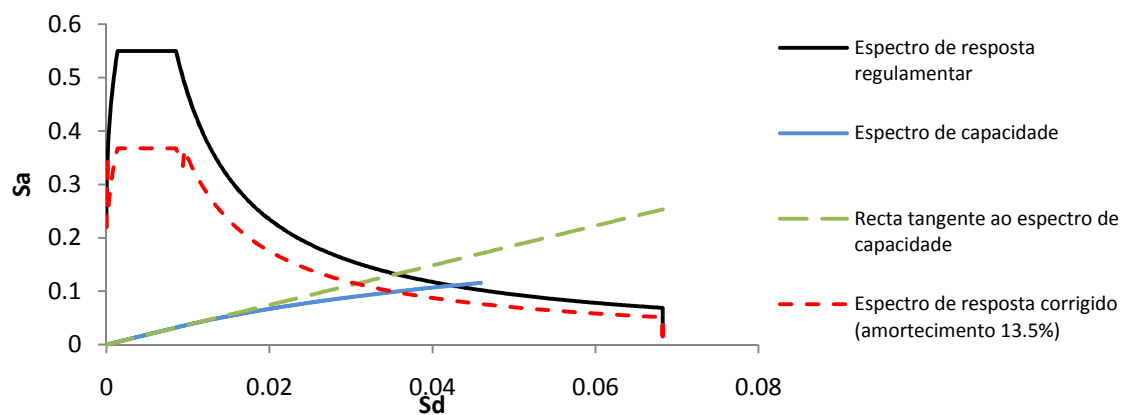


Fig. A.23 – Edifício Infante Santo, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil uniforme, acção sísmica do tipo II

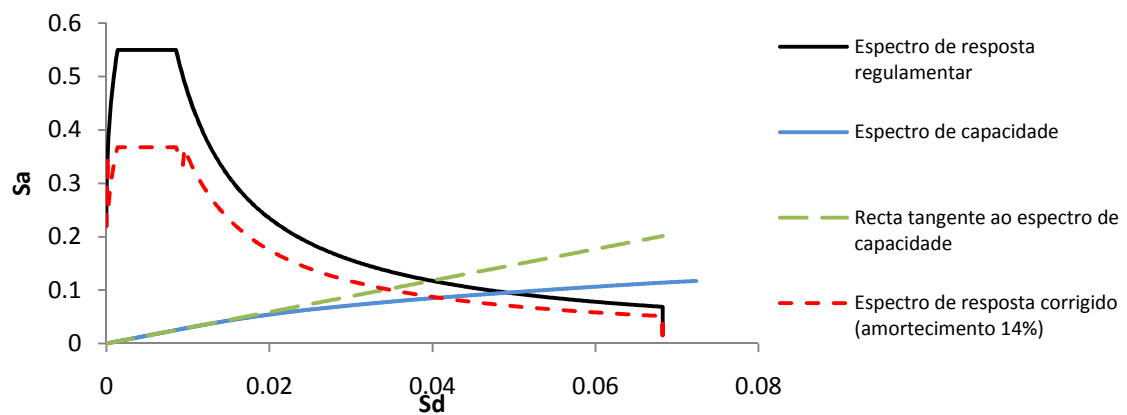
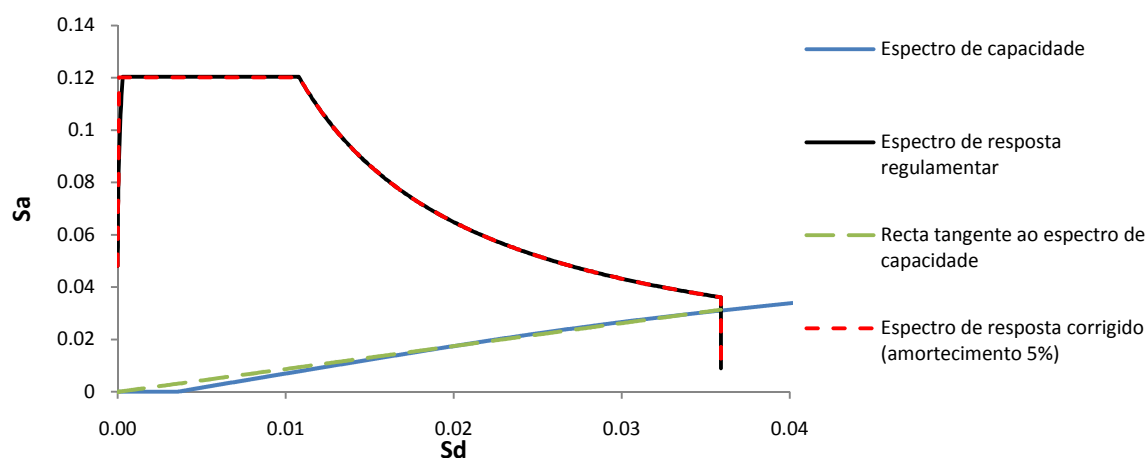
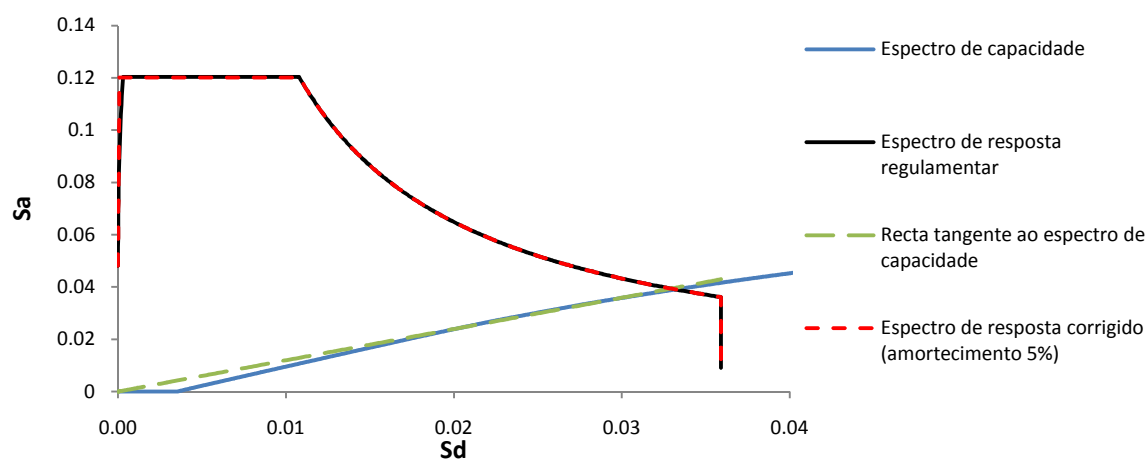
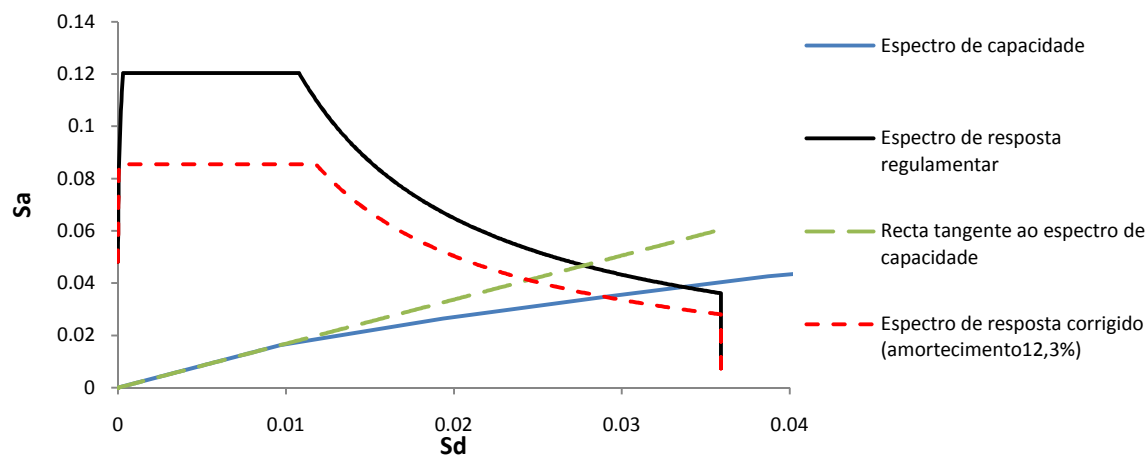


Fig. A.24 – Edifício Infante Santo, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica do tipo II

A.3. EDIFÍCIO COSTA CABRAL

A.3.1 – DIRECÇÃO LONGITUDINAL



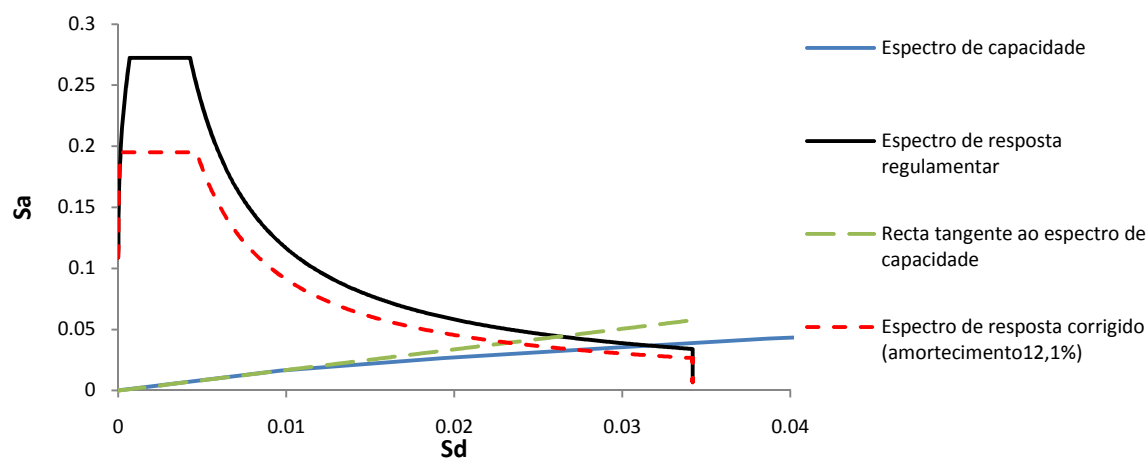


Fig. A.28 – Edifício Costa Cabral, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica do tipo II

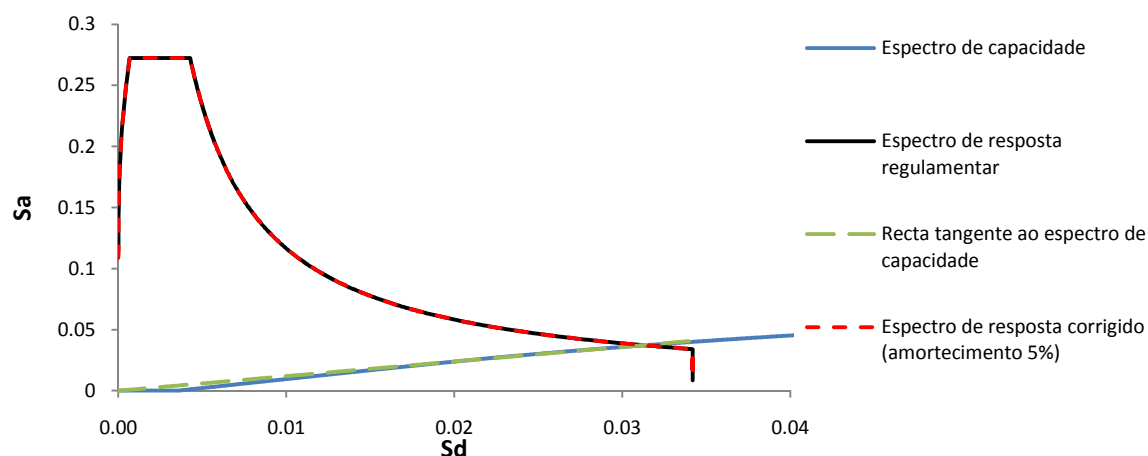


Fig. A.29 – Edifício Costa Cabral, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil uniforme, acção sísmica do tipo II

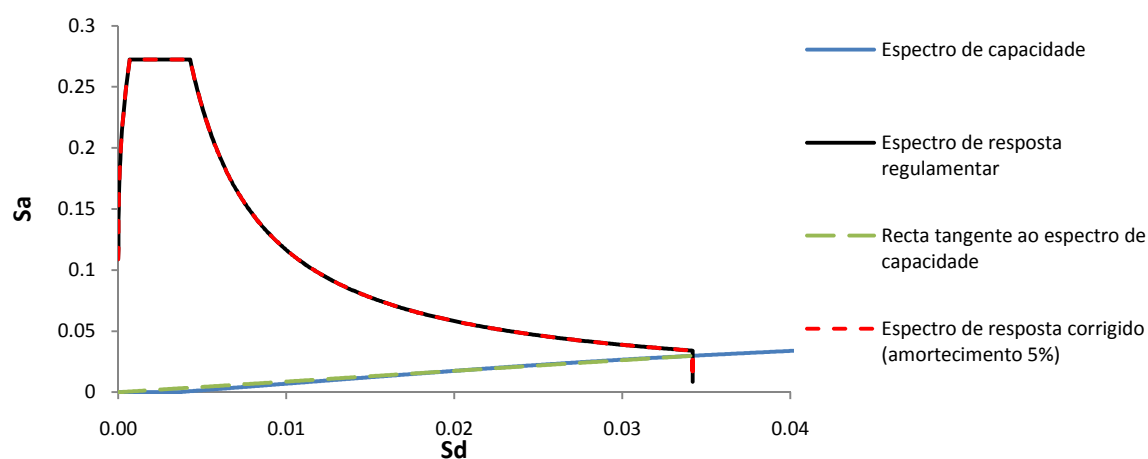


Fig. A.30 – Edifício Costa Cabral, direcção longitudinal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica do tipo II

A.3.2 – DIRECÇÃO TRANSVERSAL

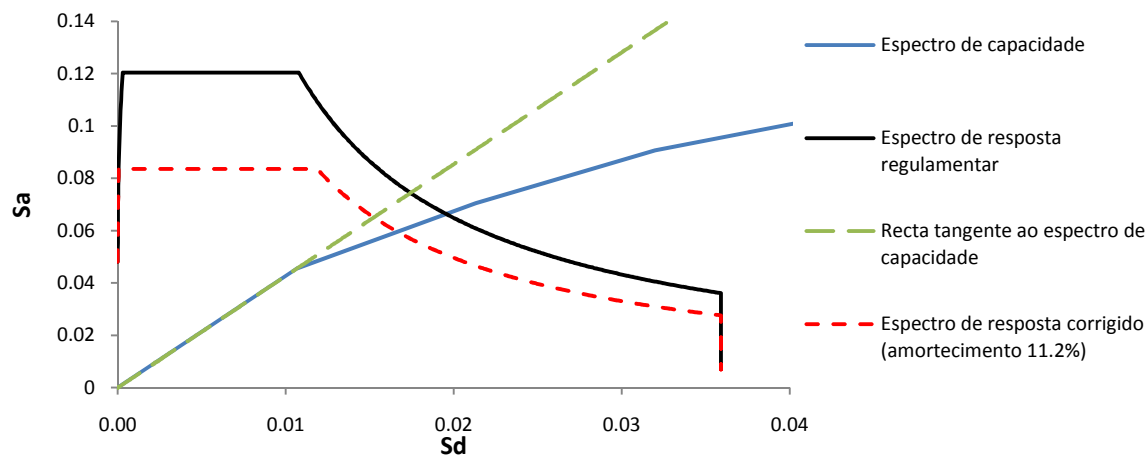


Fig. A.31 – Edifício Costa Cabral, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” adaptativo, acção sísmica do tipo I

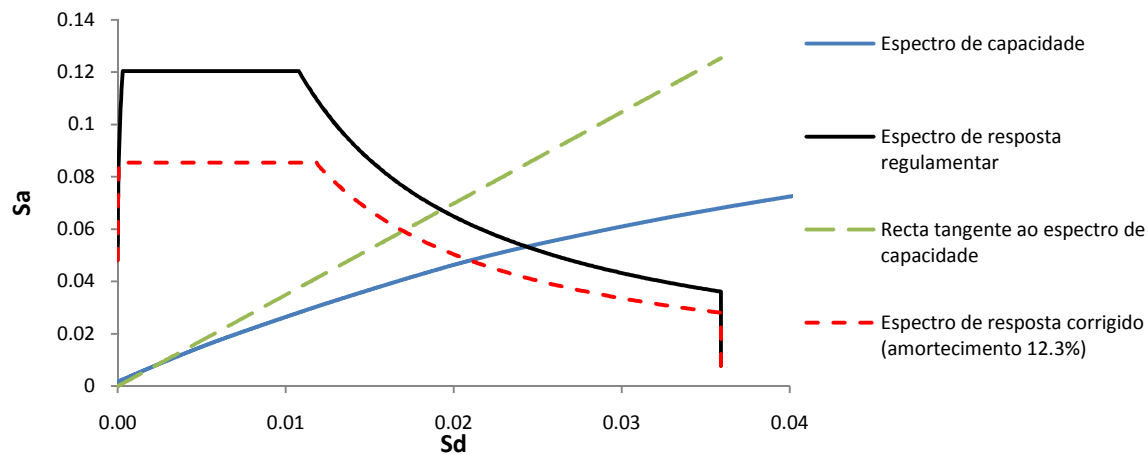


Fig. A.32 – Edifício Costa Cabral, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil uniforme, acção sísmica do tipo I

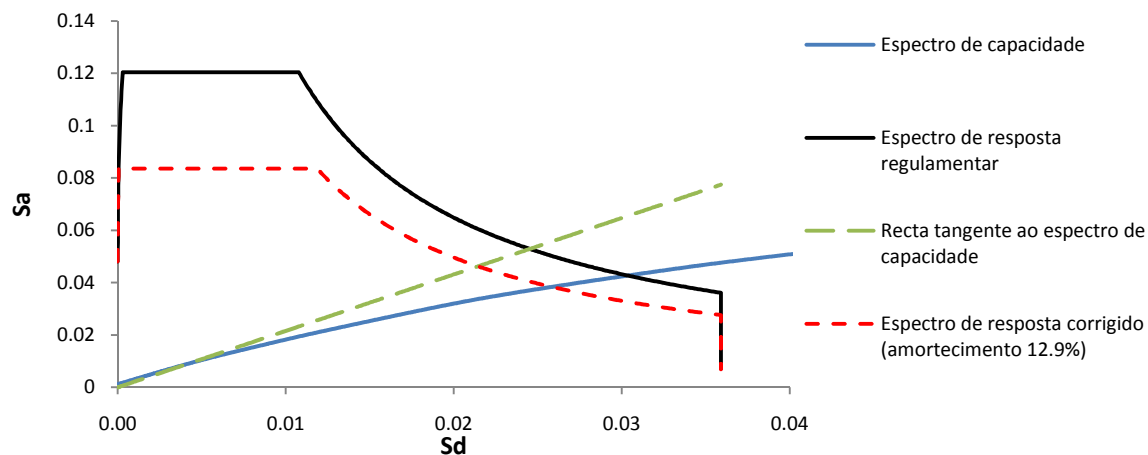


Fig. A.33 – Edifício Costa Cabral, direcção transversal, espectro e capacidade para “pushover” convencional perfil proporcional ao primeiro modo, acção sísmica do tipo I

